

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**ESCUELA DE CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL COMPORTAMIENTO DE  
EDIFICIOS CON MUROS DE CORTE DE PLACAS DE ACERO Y  
EDIFICIOS CON PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE  
MEDIANTE DIAGONALES DE ACERO**

**SALAZAR GUERRERO DANIEL MARTÍN**

**Trabajo previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL**

**Quito, 2015**

## **Abstracto**

La necesidad de estudiar nuevas técnicas de diseño estructural para innovar los sistemas constructivos en el país me ha llevado a investigar sobre un sistema rigidizador de edificios poco conocido en el medio local pero que, en aquellos países en los cuales ha sido aplicado, ha mostrado resultados muy satisfactorios.

Esta investigación busca establecer ciertos parámetros que permitan realizar una comparación tanto técnica como económica de dos sistemas rigidizadores, uno ya establecido y conocido en el país (pórticos arriostrados concéntricamente mediante diagonales rigidizadoras, SCBF<sup>1</sup>) y el otro un sistema poco conocido en el medio local y en el cuál se enfoca este trabajo (Muros de corte de placas de acero SPSW<sup>2</sup>).

Para el diseño de muros de corte de placas de acero desarrollé un programa, basado en los parámetros presentados por AISC<sup>3</sup>, el cual permite al usuario dimensionar las placas de relleno y los elementos de borde de SPSW de forma optima y cumpliendo todas los requerimientos del código anteriormente mencionado.

Una vez obtenidos los resultados específicos de ambos sistemas sismoresistentes se realizó un análisis puntual de cada uno de ellos para así realizar una comparación entre ambos y así verificar ventajas y desventajas de cada uno.

---

<sup>1</sup> Special Concentric Braced Frame

<sup>2</sup> Steel Plate Shear Walls

<sup>3</sup> American Institute of Steel Construction

## **Agradecimientos**

A mi apoyo en la vida que son mis padres, Iván y María del Carmen quienes con su sabiduría, amor y paciencia me han sabido guiar hasta alcanzar mis metas.

A mi guía durante este proyecto, Juan Carlos Garcés, por su paciencia y buena disposición al responder mis dudas y aconsejarme.

## INDICE

CAPITULO 1.- INTRODUCCIÓN .....	6
1.1. ANTECEDENTES .....	6
1.2. ALCANCE.....	6
1.3. DEFINICIÓN DE OBJETIVOS.....	7
1.3.1. Objetivo general .....	7
1.3.2. Objetivos específicos .....	7
1.4. METODOLOGÍAS Y TÉCNICAS.....	8
CAPITULO 2.- MARCO TEÓRICO .....	10
2.1 PÓRTICOS ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE .....	10
2.1.1 Comportamiento estructural .....	10
2.1.2 Fuerzas para diseño de arriostramientos .....	13
2.1.2.1 Fuerzas para diseño de vigas.....	14
2.1.2.2 Fuerzas para diseño de columnas.....	15
2.2 MUROS DE CORTE DE PLACAS DE ACERO.....	16
2.2.1 Introducción .....	16
2.2.2 Tipos de muros .....	17
2.2.3 Comportamiento muros de corte con placas de acero sin rigidizar .....	18
2.2.4 Esfuerzo en placas y elementos de borde.....	19
2.2.5 Criterios de diseño .....	20
2.2.5.1 Diseño placas de relleno .....	23
2.2.5.2 Diseño elementos de borde.....	24
2.2.5.2.1 Diseño de elementos de borde horizontales HBE .....	24
2.2.5.2.2 Diseño de elementos de borde Verticales VBE.....	27
2.3 MODELOS USADOS PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS.....	31

2.3.1 Modelo estructural para muros de corte en placa de acero .....	31
2.3.2 Modelo estructural para pórticos arriostrados concéntricamente.....	33
CAPITULO 3.- DISEÑO DE EDIFICIOS .....	35
3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS EDIFICIOS .....	35
3.1.1 Planta genérica .....	35
3.1.2 Configuración en altura .....	37
3.2 PARÁMETROS DEL ASCE 7-10 PARA EL DISEÑO .....	39
3.3 MATERIALES.....	43
3.3.1 Hormigón estructural .....	43
3.3.2 Acero estructural .....	44
3.4 SISTEMA RESISTENTE A CARGAS GRAVITACIONALES .....	45
3.5 SISTEMA RESISTENTE A CARGAS LATERALES .....	51
3.5.1 Edificios con muros de corte de placas de acero.....	51
3.5.2 Edificios con pórticos arriostrados concéntricamente .....	61
CAPITULO 4.- ANÁLISIS DE COSTOS.....	67
4.1 MANO DE OBRA.....	67
4.2 RUBROS Y CARACTERÍSTICAS .....	67
4.2.1 Costos totales de cada modelo .....	68
4.2.1.1 Costo del sistema de muros de corte de acero (SPSW) .....	69
CAPITULO 5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	75
5.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	75
5.2 RECOMENDACIONES .....	80
ANEXO PROCESO DE DISEÑO, EDIFICIO 15 PISOS, PROGRAMA DISEÑO	
SPSW .....	82

PREDISEÑO .....	82
DISEÑO HBE .....	83
DISEÑO VBE.....	91
DEFLEXIONES .....	97
CONEXIONES.....	99
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	100

## **CAPITULO 1.- INTRODUCCIÓN**

### **1.1. Antecedentes**

El alto riesgo sísmico que existe en Ecuador exige a los diseñadores estructurales la utilización de muros de corte, sistemas de arriostramiento, u cualquier otro medio que ayude a rigidizar la estructura y la haga más segura en caso de un movimiento telúrico.

Esta tesis aborda un estudio analítico y comparativo entre dos sistemas rigidizadores para edificios sismo-resistentes: pórticos arriostrados concéntricamente y muros de corte de placas de acero.

Se realizó un estudio en tres casos: edificios de 5, 10 y 15 pisos.

Posteriormente, se realizó el costeo de los rubros de cada sistema rigidizador para determinar su conveniencia constructiva

### **1.2. Alcance**

- El trabajo se enfoca principalmente en el estudio y desarrollo de métodos de diseño para muros de corte de placas de acero (SPSW) ya que es el sistema que se busca implementar en el medio local.
- El sistema de pórticos arriostrados mediante diagonales rigidizadoras de acero (SCBF) se lo desarrolló de forma general.
- Se desarrolló el estudio de muros de corte con placas de acero sin rigidizar basado en la normativa AISI 341, 358 y 360 (2010)
- El análisis se basa en la norma ASCE 7-10.

- Se evaluó el desempeño de los distintos modelos suponiendo su construcción en la ciudad de Quito.
- Los edificios analizados constan de elementos estructurales (muros de corte, diagonales rigidizadoras, columnas y vigas) de acero ASTM A36 GR36, A992 GR50 y forman pórticos ordinarios y especiales dependiendo de la altura de los mismos.

### **1.3. Definición de objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo general**

Analizar la posibilidad de implementar el sistema de muros de corte de placas de acero como sistema sismo resistente para edificios en Ecuador mediante una comparación técnica y económica con pórticos arriostrados concéntricamente mediante diagonales de acero.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

- Mediante un programa informático aplicado al análisis estructural realizar los respectivos modelos de edificios con sistema de muros de corte de placas de acero y pórticos arriostrados concéntricamente.
- Someter a todos los modelos generados a un sismo según mapa de peligro para la ciudad de Quito.
- Realizar un análisis técnico de los resultados con cada uno de los sistemas empleados.



- Hacer un análisis de costos para determinar la factibilidad de la implementación de dicho sistema.
- Realizar una fuente útil de consulta para personas interesadas en aplicar esta teoría en sus diseños.

#### **1.4. Metodologías y técnicas**

Se requiere una revisión bibliográfica que permita exponer las cualidades de los muros de corte de placas de acero que sean de interés y necesarias para el diseño. Para ello se recurrió a publicaciones existentes en la literatura concerniente a este sistema. También se utilizan normas para estudiar procedimientos de diseño. Concretamente, se usan las recomendaciones sísmicas del AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341).

Para poder diferenciar el comportamiento de ambos sistemas una vez sometidos a cargas laterales (muros de corte de placas de acero y pórticos arriostrados concéntricamente), se diseñaron 3 edificios (de marcos de acero), de planta similar, pero distinta altura, con ambos sistemas. La sollicitación sísmica se calcula de acuerdo a la normativa impuesta por el Asce7-10 y el dimensionamiento mediante normas respectivas al material. Parámetros de diseño sísmico no presentes en la norma (para muros de corte de placas de acero) serán supuestos, asimilando el sistema a otro que aparezca en la norma.

Para el diseño de los respectivos sistemas estructurales se requirió un programa computarizado aplicado al análisis estructural, “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014” y otro de propia autoría elaborado específicamente para diseñar muros de corte de placas de acero no rigidizado.

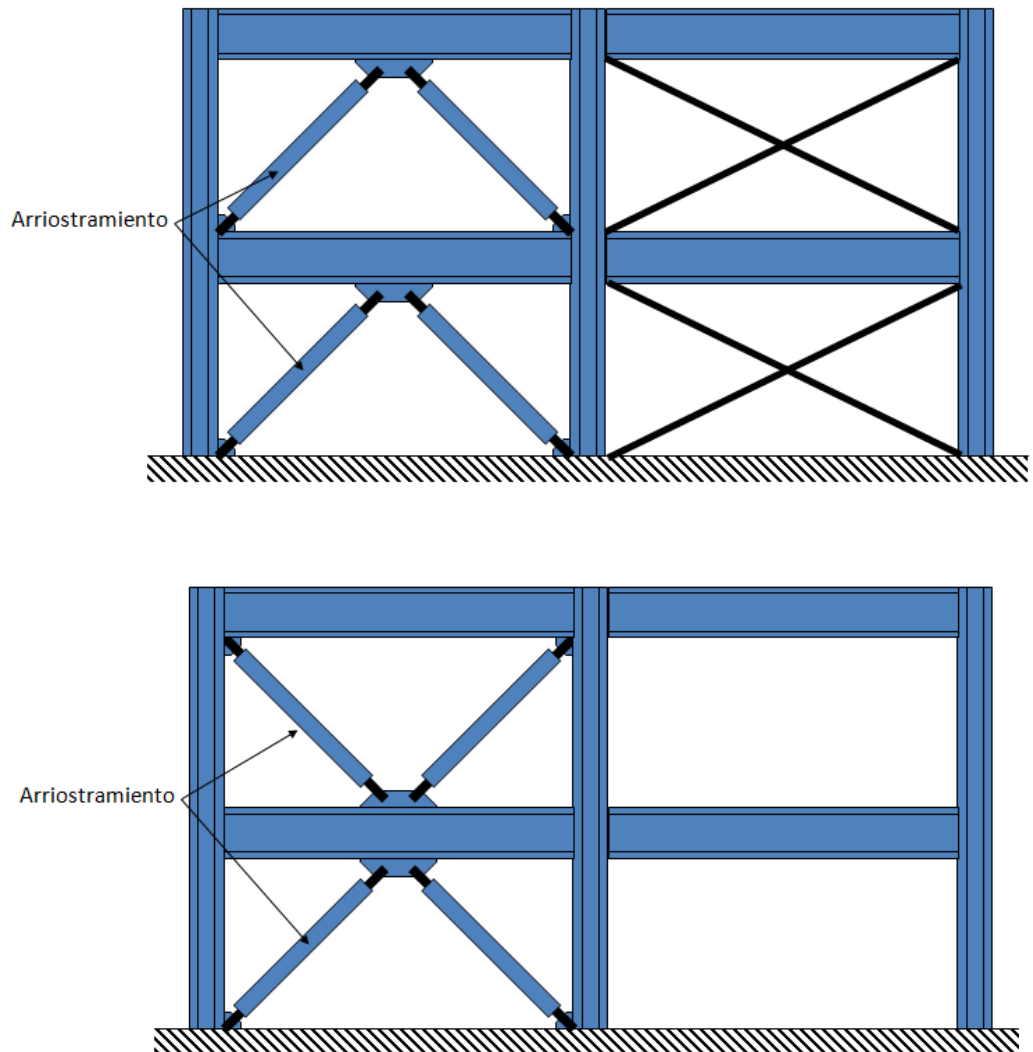
## **CAPITULO 2.- MARCO TEÓRICO**

### **2.1 Pórticos arriostrados concéntricamente**

Esta investigación busca realizar un análisis comparativo del comportamiento sísmico de un sistema resistente hecho con muros de corte con placas de acero (SPSW) y el sistema de pórticos arriostrados concéntricamente (SCBF) el cuál ha sido utilizado en Ecuador para el diseño sísmico en estructuras de acero.

#### **2.1.1 Comportamiento estructural**

Los pórticos de acero con arriostramientos concéntricos representan una solución estructural conveniente para suministrar resistencia y rigidez lateral en edificios de baja y mediana altura. Este tipo de estructura se caracteriza porque los ejes centrales de los miembros componentes se cortan en un punto, formando así una estructura reticulada. Es por ello que las acciones laterales de viento y sismo inducen, principalmente, esfuerzos axiales en las barras del pórtico arriostrado. El sistema se destaca por su elevada rigidez lateral, la cual permite controlar adecuadamente los desplazamientos laterales para cumplir los requerimientos de diseño.

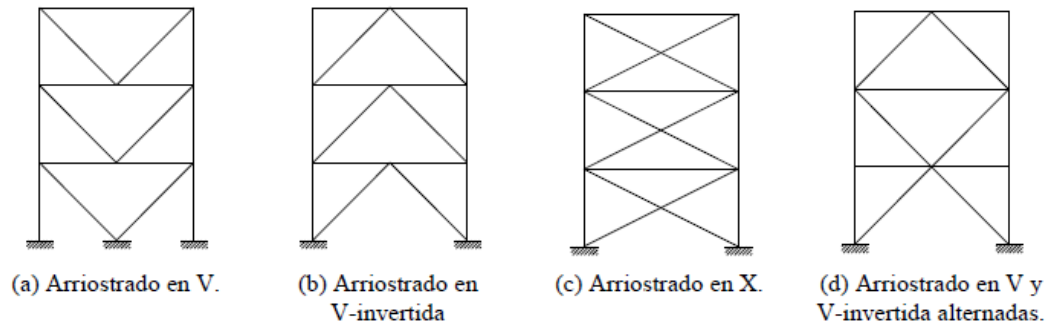


*Figura 2.1 Ejemplos de pórticos arriostrados concéntricamente.*

Mediante un diseño adecuado, se puede lograr una respuesta dúctil y estable, con buena capacidad de disipar energía. Para alcanzar este objetivo, es necesario considerar adecuadamente los siguientes aspectos:

- Configuración de las riostras.
- Diseño de todos los miembros del pórtico (riostras, vigas y columnas).
- Detalles para conexiones y empalmes.

En la siguiente figura se muestran algunas posibles configuraciones de CBF



*Figura 2.2 Posibles configuraciones de marcos arriostrados concéntricamente*

Una cualidad distintiva de este sistema es su alta rigidez elástica, comparada con otros sistemas (como marcos de momento por ejemplo), la cual permite satisfacer restricciones normativas de desplazamiento lateral máximo en forma eficiente [2].

En contraste a lo anterior, éste es considerado como un sistema menos dúctil, si se compara con marcos de momento u otro similar, principalmente por la posibilidad de que se produzca concentración de deformaciones inelásticas en un piso, durante un evento sísmico, lo que puede llevar a la estructura a desarrollar un mecanismo de colapso de piso blando. Dicha concentración de deformaciones es originada por el descenso repentino de la rigidez de un determinado piso, a causa del pandeo prematuro de las diagonales en compresión dispuestas en éste, antes que en otros niveles, por lo que pasa a comportarse como un aislador sísmico para los pisos superiores a él [3].

En un marco arriostrado concéntricamente, sometido a ciclos crecientes de deformación lateral, ocurrirá eventualmente el pandeo de las diagonales en compresión y la fluencia, e incluso rotura, de los elementos en tracción. Los arriostramientos que sufren pandeo experimentan una degradación progresiva de su resistencia, esto conlleva a un desbalance entre la resistencia de los elementos en tracción y compresión. En el caso de los arriostramientos en V o V-invertida, tal desbalance de resistencia impone una fuerza vertical adicional en las vigas interceptadas por diagonales, la cual no aparece en un análisis lineal elástico, en que los elementos en compresión y tracción reciben fuerzas en igual proporción. Configuraciones como el arriostramiento en X o V y V-invertida alternadas, son usadas para evitar o disminuir la magnitud del desbalance de fuerzas que recae sobre las vigas [2].

### **2.1.2 Fuerzas para diseño de arriostramientos**

Para proceder al diseño de los arriostramientos y determinar sus dimensiones es necesario establecer las fuerzas que afectan al mismo. Dichas fuerzas corresponden a una combinación de cargas gravitacionales y la sollicitación sísmica que se especifica en la norma de diseño sísmico que aplica.

### 2.1.2.1 Fuerzas para diseño de vigas

Las vigas se diseñan considerando la diferencia que existe entre la resistencia a tracción y la resistencia residual a compresión (post-pandeo) que poseen los arriostramientos concurrentes a ella. Dada la configuración escogida para las diagonales, se identifican 2 casos posibles para los arreglos de fuerzas actuando en una viga, uno en que las fuerzas concurren al punto medio de la viga y otro en que actúan en los extremos de ésta.

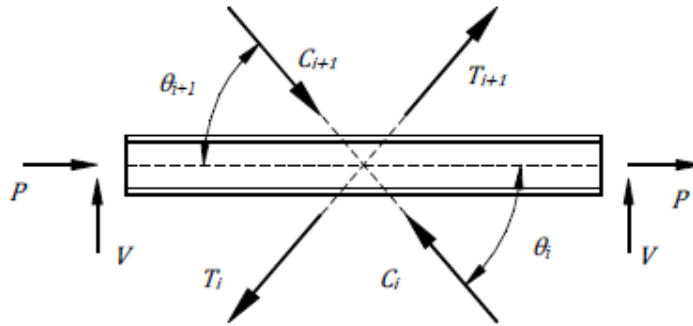


Figura 2.3 Intersección de fuerzas axiales en el centro de la viga [2]

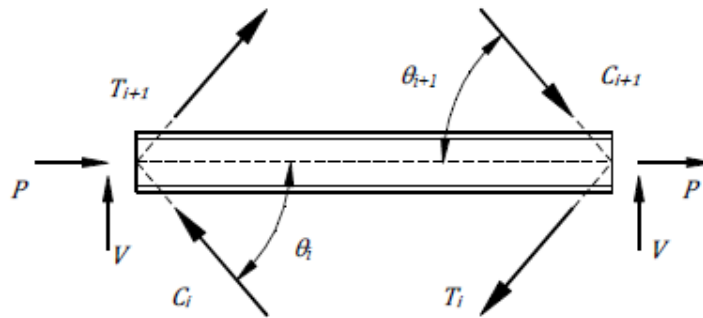


Figura 2.4 Intersección de fuerzas axiales en los extremos de la viga [2]

$$P = \frac{1}{2}(T_i - \lambda T_{i+1})\cos\theta + \frac{1}{2}(C_i - \lambda C_{i+1})\cos\theta$$

$$V = \frac{1}{2}(T_i - \lambda T_{i+1})\sen\theta - \frac{1}{2}(C_i - \lambda C_{i+1})\sen\theta$$

Eq 2.1 Fuerza axial y cortante en una viga de SCBF [2]

$\lambda$  = factor de reducción de capacidad

$C_i$  = Resistencia residual a compresión en el piso  $i$  (30% de su resistencia nominal a compresión)

$T_i$  = Capacidad en tracción de los arriostramientos en el piso  $i$

$P$  = Fuerza axial en la viga

$V$  = Corte en la viga

Las fuerzas axial y de corte en los extremos se obtienen planteando el equilibrio horizontal y vertical de fuerzas, respectivamente (se asume además que la inclinación de los arriostramientos es la misma en los niveles inferior y superior a la viga)

El factor  $\lambda$  en las ecuaciones anteriores permite considerar un valor inferior a la capacidad total de los arriostramientos en el nivel  $i+1$ , la que indica que es posible que las diagonales de pisos adyacentes no alcancen su capacidad simultáneamente. El valor de  $\lambda$  es especificado en 0.75.

#### **2.1.2.2 Fuerzas para diseño de columnas**

Para el diseño de los elementos verticales de borde de un marco arriostrado concéntricamente se debe calcular las fuerzas axiales en cada una de las mismas. Adicionalmente se debe aumentar la capacidad en tracción y compresión (residual) de los arriostramientos de los pisos superiores al de la columna que se quiere diseñar, junto a las cargas transmitidas por las vigas y las cargas gravitacionales presentes



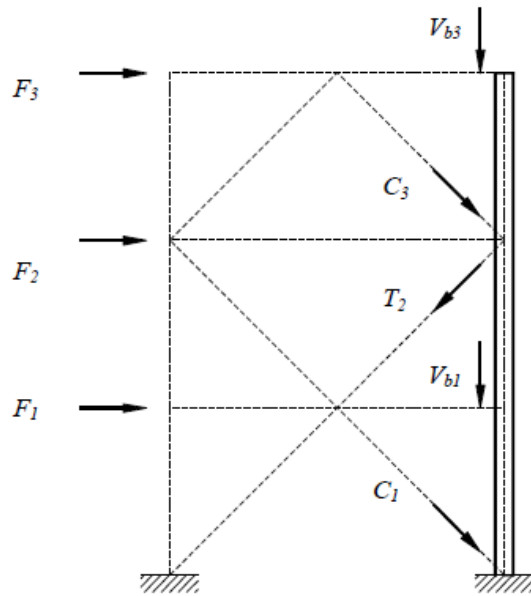


Figura 2.5 Carga axial en columna [4]

$$P = \sum_{i \text{ impares}} C_i \text{ sen} \theta_i + \sum_{i \text{ pares}} T_i \text{ sen} \theta_i + \sum_{i \text{ impares}} V_{bi}$$

Eq 2.2 Fuerza axial en una columna de SCBF [2]

El uso de pares e impares es solamente para el caso mostrado en la figura. Para el cálculo de P se deben tomar en cuenta todas las fuerzas axiales que llegan y salen de la columna en consideración.

## 2.2 Muros de corte de placas de acero

### 2.2.1 Introducción

La utilización de muros de corte de placas de acero (SPSW) en edificios se inició hace algunas décadas, inclusive antes de la existencia de especificaciones técnicas para su diseño. Sin embargo, su uso aumentó

considerablemente debido a recientes publicaciones relacionadas a normas, especificaciones y guías de diseño para cargas sísmicas y de viento.

### **2.2.2 Tipos de muros**

Existen varios tipos de muros de corte, sin embargo el más utilizado es el muro de corte de placas de acero sin rigidizar.

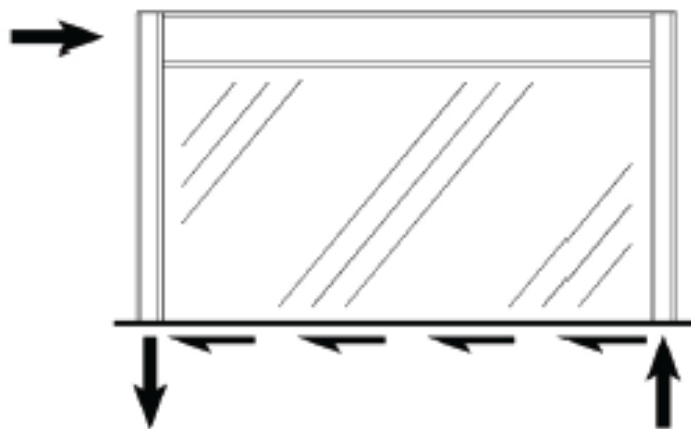
Este elemento estructural es la base para sistemas de muros de corte de placa de acero especiales (SPSW) el cual pertenece al sistema resistente sísmico, ASCE 7 y AISC 341.

Este tipo de placa cuya resistencia a la compresión es despreciable produce pandeo por corte con bajos niveles de carga. Las fuerzas laterales son resistidas mediante una tensión diagonal en el alma de la placa. Los elementos de borde son diseñados para permitir a las placas desarrollar una importante tensión diagonal; para que alcancen un alto rendimiento sismo resistente son diseñados de manera que las placas alcancen el límite de fluencia en toda su sección.

Otra alternativa es el uso de muros con placas rigidizadoras, mediante elementos adicionales de acero que incrementan la resistencia al pandeo de la placa por corte. De acuerdo con las características de los mismos, se logra un efecto de rigidización total o parcial.

### 2.2.3 Comportamiento muros de corte con placas de acero sin rigidizar

Las placas de acero resisten cargas laterales, principalmente a través de tensión diagonal en el alma de la placa y fuerzas de volcamiento en las columnas adyacentes. Este comportamiento se lo puede visualizar en la siguiente figura.



*Figura 2.6 Fuerzas actuantes en un pórtico rigidizado mediante SPSW [6]*

El alma de las placas en SPSW se puede categorizar de acuerdo a su capacidad para resistir pandeo. La mayoría de almas de las placas son muy esbeltas y su esfuerzo a compresión es despreciable.

El alma de las placas de un muro que experimenta cargas laterales, llegará al pandeo en corte, lo que da paso a la formación de un campo diagonal de tracciones según la magnitud de la fuerza lateral aplicada. El mecanismo bajo el que se genera el campo de tracciones puede ser descrito en forma cualitativa, suponiendo que la placa de relleno no experimenta cargas gravitacionales, y por lo tanto está sometida sólo a esfuerzos de corte ante

una acción lateral. Se considera además, que la placa está enmarcada por vigas y columnas rígidas. Entonces, para las cargas descritas, se tiene en la zona central de la placa (lejos de las condiciones de borde), un elemento sometido a corte puro, cuyas tensiones principales, de tracción se encuentran inclinadas aproximadamente a 40 grados de la línea de carga horizontal. Las dimensiones usuales para la placa de relleno de un muro (espesor y lados) entregan una alta esbeltez, con lo cual, la resistencia al pandeo es baja. De este modo si una carga lateral genera un nivel de compresión diagonal superior al de resistencia al pandeo, la resistencia de la placa recaerá sobre las tensiones principales de tracción. [6]

#### **2.2.4 Esfuerzo en placas y elementos de borde**

La placa del muro trabaja solamente a tensión lo cual causa una reacción estructural entre los elementos de borde y el muro.

Cuando la placa de acero del muro llega a la fluencia ( $F_y$ ) esta transmite una fuerza uniformemente distribuida, y dirigida tanto hacia las vigas como a las columnas que la enmarcan debido a que el esfuerzo generado en el muro es diagonal, éste se divide en una componente vertical y en una horizontal: componentes que se transfieren hacia los elementos de borde como fuerzas axiales y fuerzas uniformemente distribuidas que actúan de manera perpendicular al eje principal de los elementos estructurales de borde.

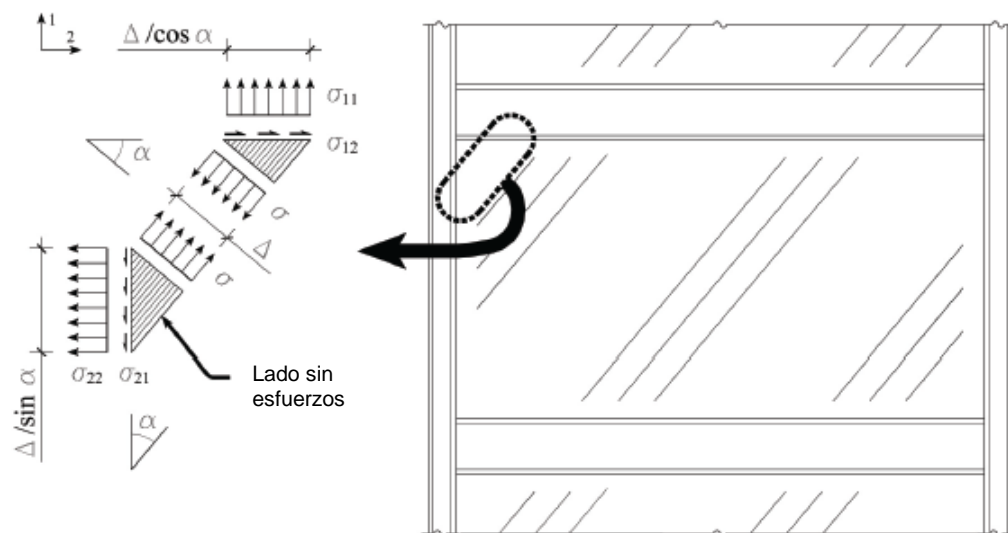


Figura 2.7 Fuerzas transmitidas por la placa hacia los elementos de borde [6]

Donde:

$$\sigma_{11} = R_y F_y T_w \cos^2 \alpha$$

$$\sigma_{12} = R_y F_y T_w (1/2 \sin 2\alpha)$$

$$\sigma_{21} = R_y F_y T_w (1/2 \sin 2\alpha)$$

$$\sigma_{22} = R_y F_y T_w \sin^2 \alpha$$

### 2.2.5 Criterios de diseño

Los criterios aplicados para el diseño de SPSW en esta investigación, se basan en los parámetros presentados por AISC en su Design Guide 20: Steel plate shear walls y en IBC structural/seismic design manual.

Los criterios que se muestran en AISC DG20 son producto de numerosos trabajos analíticos y experimentales realizados en el tema, junto a la experiencia de profesionales que han implementado este sistema.

Si bien se señaló antes que la resistencia al corte, atribuida a la placa, se basa en un estado último, post-pandeo, también se debe notar que existen otros mecanismos de falla para un SPSW, y que pueden mermar la resistencia basada en el campo de tracciones. Algunos de los modos de falla reconocidos para un SPSW se enumeran a continuación:

1. Pandeo de la placa de relleno, a lo largo de la dirección de tensión principal de compresión.
2. Fluencia de la placa de relleno, a lo largo de la dirección de tensión principal de tracción.
3. Rotura de la placa de relleno, a lo largo de la dirección de tensión principal de tracción.
4. Falla en flexión de los HBEs o de sus conexiones.
5. Falla de la conexión que une la placa con los elementos de borde.
6. Falla en compresión de los VBEs.
7. Rotura en tracción de empalmes de los VBEs.
8. Falla de la placa base de los VBEs, en compresión o levantamiento.
9. Falla de la fundación del muro.

La falla por fluencia de la placa de relleno es considerada como el mejor modo de falla en términos de ductilidad, y debiera establecerse como la falla que controle en diseño sísmico [7].

Los criterios de la norma de SPSW recopilados en este trabajo, permiten establecer un proceso de cálculo que, en términos simples, consiste en determinar el espesor de placas de relleno a partir de la demanda impuesta por la norma de diseño sísmico que se aplica en edificios, y posteriormente

realizar el proyecto por capacidad de los elementos de borde y sus conexiones para lograr que la placa de relleno alcance la fluencia en toda su extensión. Dicho proceso fue aplicado en este trabajo, para el dimensionamiento de tres estructuras de distinta altura, con el sistema SPSW.

Antes de empezar con el análisis se seleccionaron las dimensiones preliminares de los elementos de borde VBE y HBE.

Para un diseño preliminar se puede considerar que el alma de la placa trabaja solamente a corte.

El ángulo de esfuerzo a tensión en las placas debe ser asumido previamente ya que de esto dependen las propiedades de los elementos de borde, así como el espesor de la placa de acero y las dimensiones del marco. Es aconsejable utilizar preliminarmente ángulos entre  $30^\circ$  y  $55^\circ$ ; convencionalmente se inicia el pre diseño asumiendo un ángulo de  $40^\circ$ .

Durante el diseño de SPSW, antes de confeccionar un modelo, se hizo una preselección de espesores de placa requeridos a partir del método estático de AISC steel design guide, capítulo 20.

La selección del espesor de placa requerido en cada piso se hizo considerando la resultante de fuerza horizontal al interior del vano del muro más solicitado del piso. La resultante considera fuerzas sobre la placa. Es decir, todo el corte tributario al muro es usado para dimensionar la placa de relleno.

Se diseñó con base en los espesores de placas que ofrece el mercado.

Vale recalcar que AISC tras realizar ensayos experimentales a determinado que la relación entre la altura y ancho del muro de corte debe ser mayor a 0.8 y menor/igual a 2.5.

$$0.8 < \frac{L}{h} \leq 2.5$$

L=Distancia entre centroides de VBE (Ancho del muro)

h=Distancia entre centroides de HBE (Altura del muro)

### 2.2.5.1 Diseño placas de relleno

Para dimensionar las placas de relleno se requiere previamente realizar un modelo estructural del edificio en cuestión, mediante un programa especializado en análisis estructural, en este caso el programa escogido fue “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014”. Tras realizar un análisis estático lineal el programa nos provee de las fuerzas cortantes mayoradas que recibirán los paneles en cada piso ( $V_u$ ).

El manual de diseño de muros de corte con placas de acero (AISC steel design guide, capítulo 20) nos proporciona la siguiente ecuación, la cual busca encontrar un espesor del muro que permita alcanzar la fluencia tras la aplicación de la fuerza  $V_u$ .

$$t_w \geq \frac{V_u}{\Phi 0.42 F_y L_{cf} \sin(2\alpha)}$$

Eq. 2.3 [6].

Donde

$t_w$  es el espesor del muro

$F_y$  es el límite de fluencia del acero escogido



$L_{cf}$  es la longitud libre entre los elementos de borde verticales.

$\alpha$  es el ángulo de tensión diagonal al cual trabajará el muro e inicialmente es recomendable asumir un valor de  $40^\circ$  para empezar con el diseño.

$\Phi$  Factor de reducción de resistencia.

AISC según el comentario C17.2 sugiere el uso de acero con una elevada ductilidad y baja fluencia. Por este motivo en este trabajo se diseñó las placas de los muros de corte con acero A36.

#### **2.2.5.2 Diseño elementos de borde**

Los elementos de borde son diseñados para resistir las cargas solicitadas y permitir la fluencia de las placas del muro en un eventual sismo.

##### **2.2.5.2.1 Diseño de elementos de borde horizontales HBE**

El siguiente es un proceso sintetizado para el diseño de elementos de borde horizontales.

- Escoger el tipo de acero (para uso sísmico se recomienda utilizar acero A992 grado 50).
- Determinar los componentes de esfuerzo en el campo de tensión generados por la placa de relleno que actúan sobre HBE como se muestra en la figura 2.7.
- Encontrar el valor del momento actuante factorado, tomando en cuenta cargas vivas, muertas, además del peso propio de la estructura y sumarle el momento generado por las fuerzas transmitidas de la placa del muro hacia el elemento de borde HBE. En

caso de ser un piso intermedio se deberán tomar en cuenta la diferencia de efectos de la placa de arriba y la placa por debajo de HBE.

$$Mu = 1.4 \left( \frac{Pd Lcf}{4} + \frac{wd Lcf^2}{8} \right) + 0.5 \left( \frac{Pl Lcf}{4} \right) + 1.0 \left( \frac{\sigma_{11net} Lcf^2}{8} \right)$$

*Eq. 2.4 Momento ultimo tomando en cuenta cargas vivas, muertas, peso propio y efecto de esfuerzos de la placa de relleno sobre HBE*

- Calcular las fuerzas axiales de compresión  $P_u$  causadas por los esfuerzos de tensión horizontales, transmitidos de la placa de relleno hacia el elemento de borde HBE. La fuerza de compresión sobre HBE en el piso en consideración se divide en dos componentes: 1) El corte transmitido del muro en el piso analizado hacia HBE,  $P_{12}$  (en caso de tratarse de un elemento de borde horizontal con muros de corte por encima y por debajo del mismo se debe considerar la diferencia de efectos de corte transmitidos por las placas hacia la viga de borde en consideración). 2) La reacción horizontal en HBE debido a la tensión transmitida del muro de corte hacia VBE,  $P_{22}$  (En caso de tratarse de un piso intermedio se debe sumar este efecto causado por VBE por encima y debajo de HBE).

$$P_u = P_{12} + P_{22}$$

$$P_u = \sigma_{12-neto} Lcf + \sigma_{22-piso(i)} \frac{h - db}{2} + (\sigma_{22-piso(i-1)} \frac{h - db}{2}) *$$

*Eq. 2.5 Fuerza axial de compresión sobre HBE*

\*No se tomara en cuenta el efecto (i-1) en elementos de borde horizontales que solo posean muros de corte por encima o por debajo del mismo.

- Proceder a escoger los perfiles basándose en un pre diseño utilizando las inercias mínimas requeridas como referencia inicial.

$$I_{HBE} \geq 0.003 \frac{(\Delta t_w) L^4}{h}$$

*Eq. 2.6 Inercia mínima requerida por los elementos de borde horizontales.*

- Se deberá calcular la longitud máxima del elemento sin arriostramiento ( $L_b$ ); de este modo se puede determinar si es necesario arriostrar el elemento un uno o más puntos dentro del vano y así disminuir el efecto de pandeo lateral.
- Analizar la esbeltez de cada perfil seleccionado previamente. Para así verificar que cumpla las normas de elementos compactos según AISC 3-41.
- Determinar la resistencia a compresión y flexión de los perfiles seleccionados y verificar que soporten las solicitaciones requeridas.

- $\phi P_n > P_u$

- $\phi M_n > M_u$

- Analizar la resistencia a flexo compresión de los elementos en cuestión.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1; \text{ si } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{1}{2} \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1; \text{ si } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$$

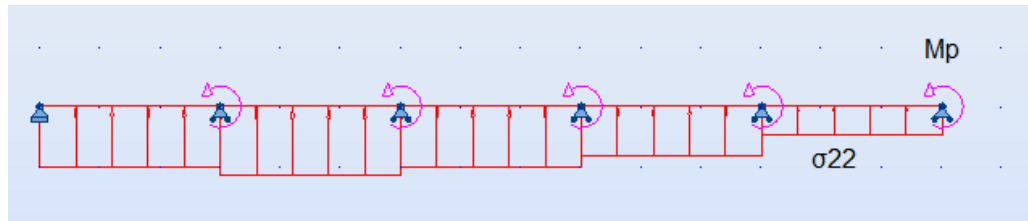
Se desarrollo un programa como parte de esta investigación en Microsoft Excel denominado Diseño SPSW, el cual realiza todos los procesos previamente mencionados y que cumple con todos los parámetros establecidos por AISC para lograr un diseño optimo de HBE.

#### **2.2.5.2.2 Diseño de elementos de borde Verticales VBE**

A continuación un proceso sintetizado para el diseño de elementos de borde verticales.

- Escoger el tipo de acero (Para uso sísmico se recomienda utilizar acero A992 grado 50)
- Determinar los componentes de esfuerzo en el campo de tensión generados por la placa de relleno que actúan sobre HBE como se muestra en la figura 2.7.
- Para determinar el momento ultimo en VBE es recomendable utilizar un modelo de viga continua, como se muestra en la figura 2.8, donde las cargas actuantes son  $\sigma_{22} = R_y F_y T_{wsen} 2\alpha$  (transmitida de la placa de relleno hacia la columna) y el momento trasferido de la rotula

plástica del HBE hacia VBE ( $M_p$ ). Con el diagrama de momentos de este modelo se podrá determinar el momento máximo aplicado en cada extremo de VBE.



*Figura 2.8 Viga continua que representa a VBE y sus fuerzas actuantes.*

- Para calcular las fuerzas axiales de compresión  $P_u$ , se deberá tomar en cuenta lo siguiente. Los elementos de borde horizontales ubicados por encima de los elementos de borde verticales transmiten a estas una fuerza de compresión a través del corte generado por el momento plástico en la rótula plástica de HBE. Además de esa carga se debe añadir el corte transmitido de HBE hacia VBE por efectos de la placa del muro sobre HBE. Finalmente para determinar la carga de compresión en VBE se debe tomar en cuenta todas las cargas previamente mencionadas ubicadas por encima del elemento en análisis y sumar los efectos de la placa sobre VBE por encima y debajo de la misma.

Otra forma de determinar las fuerzas de compresión es el denominado “Combined Linear-Elastic Computer programs and

capacity design concept" (LE+CP) el cual consiste en tomar en cuenta todas las cargas por encima de la columna en consideración y multiplicar por el factor de sobre resistencia  $\Omega$  y a ese valor sumarle el efecto de la placa del muro en el piso referido.

- Escoger los perfiles basándose en un pre diseño utilizando las inercias mínimas requeridas como referencia inicial.

$$I_{HVE} \geq 0.00307 \frac{(t_w)h^4}{L}$$

*Eq. 2.7 Inercia mínima requerida por los elementos de borde verticales.*

- Analizar la esbeltez de cada perfil seleccionado previamente. Para así verificar que cumpla las normas de elementos compactos según AISC 3-41.
- Determinar la resistencia a compresión y flexión de los perfiles seleccionados y verificar que soporten las solicitaciones requeridas.
  - $\phi P_n > P_u$
  - $\phi M_n > M_u$

- Analizar la resistencia a flexo compresión de los elementos en cuestión.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1; \text{ si } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{1}{2} \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1; \text{ si } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$$

Se desarrollo un programa como parte de esta investigación en Microsoft Excel denominado Diseño SPSW, el cual realiza todos los procesos previamente mencionados y que cumple con todos los parámetros establecidos por AISC para lograr un diseño optimo de VBE.

Para las conexiones entre elementos de borde se deben satisfacer los requisitos de AISC 358 para conexiones ordinarias a momento.

Para las conexiones entre elementos de borde y la placa de relleno se requiere utilizar una placa que provea una superficie plana sobre la cual la placa de relleno pueda ser soldada. Las soldaduras deben ser diseñadas para permitir la fluencia de la placa del muro en su ángulo de tensión diagonal. Los diseños de las soldaduras entre elementos de borde y la placa de relleno se especifican en el Anexo.

## **2.3 Modelos usados para el diseño de edificios**

### **2.3.1 Modelo estructural para muros de corte en placa de acero**

La modelación de los sistemas estructurales en esta investigación se realizó mediante el programa “Robot Structural Analysis” desarrollado por autodesk.<sup>4</sup>

Para modelar muros de corte de placa de acero no rigidizada se utilizan artificios matemáticos para que el análisis computacional se aproxime al comportamiento real. En esta tesis se utiliza el método de “Modelo de Membrana de material ortotrópico” el cual consiste en:

1. Modelar la placa como material ortotrópico para así diferenciar el comportamiento en tensión y compresión de estos elementos esbeltos.
2. Utilizar elementos tipo membrana.
3. Los ejes locales de la membrana deben ser orientados de acuerdo al ángulo de esfuerzo a tensión  $\alpha$ . Para así simular la tensión diagonal que existe en las placas.
4. La rigidez en el sentido ortogonal debe ser nulo (o como un valor cercano a cero). Para que de esta forma los esfuerzos a compresión diagonal sean esencialmente cero.
5. La rigidez al corte en el plano de la membrana deberá ser nula.

---

<sup>4</sup>Compañía dedicada al software de diseño



En el diseño de este modelo estructural se realizó un análisis estático de fuerza lateral equivalente utilizando los parámetros de ASCE 7-10.

Para los edificios de 5 y 10 pisos se realizó un modelo en el cual los muros de corte resistan todo el sismo. Esto se logra articulando los extremos de todas las vigas que se encuentran fuera del pórtico perteneciente al sistema de muros de corte.

Para el edificio de 15 pisos, debido a limitantes de altura, se diseñó como un sistema dual para que el sistema de muros de corte resista un 85% del sismo y el resto de la estructura el 25% del mismo. Para lograr este desenvolvimiento en el modelo se requiere rigidizar los nudos de la viga que terminan en el lado largo<sup>5</sup> de la columna y articular aquellos que terminan en el lado corto<sup>6</sup> de la misma.

Para el edificio de 5 pisos, en las vigas ubicadas dentro y fuera del pórtico perteneciente al sistema de muros de corte se determinó  $L_b$  (longitud libre sin arriostramiento) =  $L/3$  para disminuir así el pandeo lateral dentro de las mismas. Esto quiere decir que las vigas serán arriostradas en cada tercio de las mismas.

Para los edificios de 10 y 15 pisos, en las vigas ubicadas dentro de los pórticos que contienen a los muros de corte se utilizó  $L_b = L/4$ , y en las vigas fuera de los mismos se determinó  $L_b = L/3$ .

Los apoyos se consideraron empotramientos.

---

<sup>5</sup> Sección con mayor inercia

<sup>6</sup> Sección con menor inercia

### **2.3.2 Modelo estructural para pórticos arriostrados concéntricamente**

En el caso del edificio con sistema de diagonales rigidizadoras se procedió a reemplazar el muro de corte por arriostramientos en forma de X dentro de los mismos pórticos para así tener un sistema equivalente.

El modelaje de este sistema es mucho más simple ya que el programa utilizado presenta varias facilidades por tratarse de un método de diseño más convencional.

Ya que las diagonales trabajan solamente de forma axial, se deben articular los extremos de las mismas para así evitar efectos de flexión.

En el diseño de este modelo estructural se realizó un análisis dinámico utilizando los parámetros de ASCE 7-10.

Para los edificios de 5 y 10 pisos se realizó un modelo en el cual los arriostramientos resistan todo el sismo. Esto se logra articulando los extremos de todas las vigas que se encuentran fuera del pórtico perteneciente al sistema de diagonales concéntricas.

Para el edificio de 15 pisos, debido a limitantes de altura, se diseñó como un sistema dual para que los arriostramientos resistan un 85% del sismo y el resto de la estructura el 25% del mismo. Para lograr este desenvolvimiento en el modelo se requiere rigidizar los nudos de la viga que terminan en el lado largo de la columna y articular aquellos que terminan en el lado corto de la misma.

Para el edificio de 5 pisos, en las vigas ubicadas dentro y fuera del pórtico perteneciente al sistema de diagonales rigidizadoras se determinó  $L_b$  (longitud libre sin arriostramiento) =  $L/3$  para disminuir así el pandeo lateral

dentro de las mismas. Esto quiere decir que las vigas serán arriostradas en cada tercio de las mismas.

Para los edificios de 10 y 15 pisos, en las vigas ubicadas dentro de los pórticos que contienen a diagonales rigidizadoras se utilizó  $L_b = L/4$ , y en las vigas fuera de los mismos se determinó  $L_b = L/3$ .

Los apoyos se consideraron empotramientos.

## **CAPITULO 3.- DISEÑO DE EDIFICIOS**

En este capítulo se explican las características estructurales utilizadas en este trabajo. Se analizan los sistemas empleados tanto para resistir cargas sísmicas como gravitacionales.

### **3.1 Características generales de los edificios**

Se diseñaron 3 edificios de distintas alturas para cada sistema resistente sísmico. Los edificios estarán ubicados en la ciudad de Quito en la zona centro – norte cuya zona sísmica es IV lo que significa una aceleración sísmica de 0,4g y un tipo de perfil del suelo tipo C (suelo muy denso o roca blanda). Serán destinados para oficinas y su factor de importancia es 1.

#### **3.1.1 Planta genérica**

Se utilizó una planta de 36m x 45 m con 9 m de luz entre columnas.

Se aplicó el uso de 4 elementos resistentes (SPSW u SCBF) en 2 direcciones perpendiculares de la planta de cada edificio. Cada uno de estos elementos resistentes cubre un vano completo y se extiende verticalmente en toda la altura del edificio.

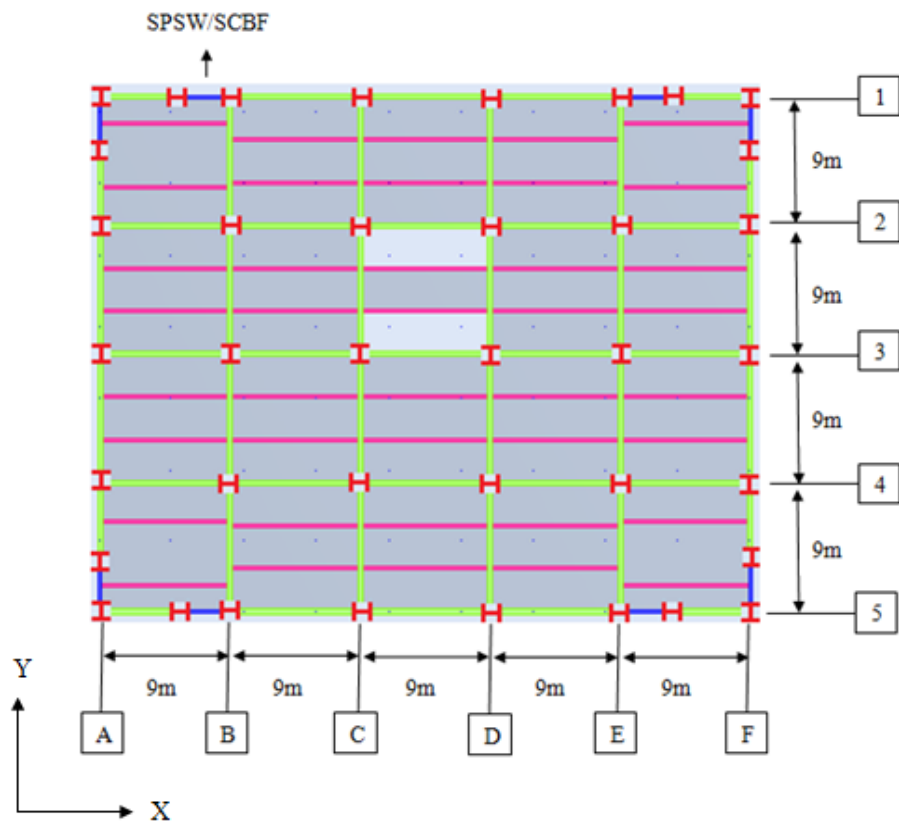


Figura 3.1. Planta genérica edificios de 5 pisos

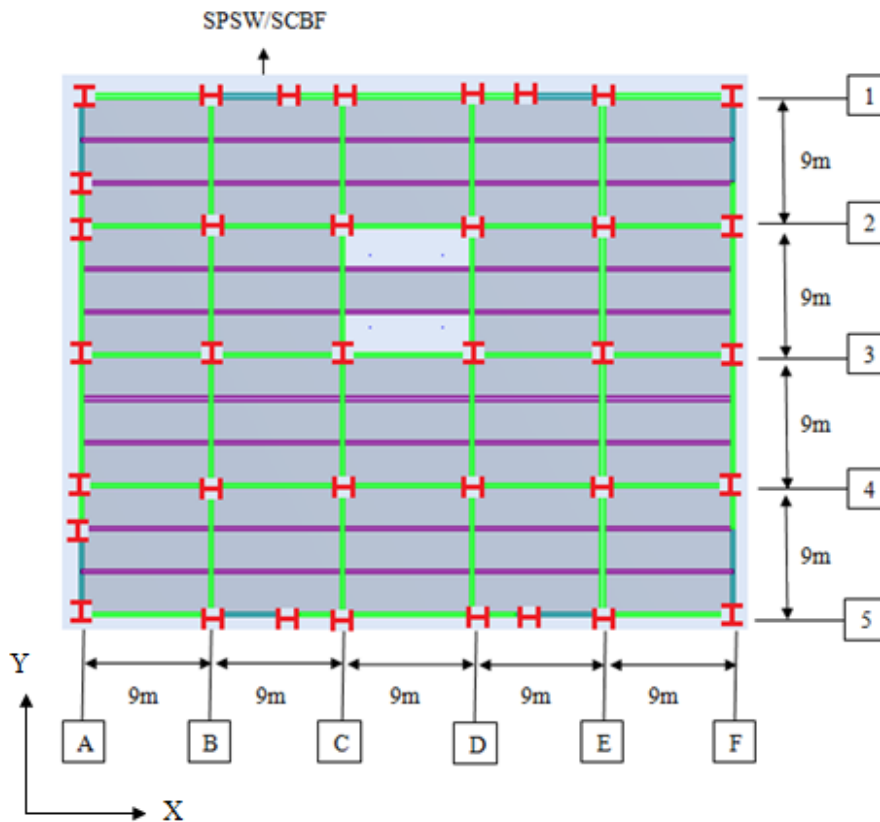


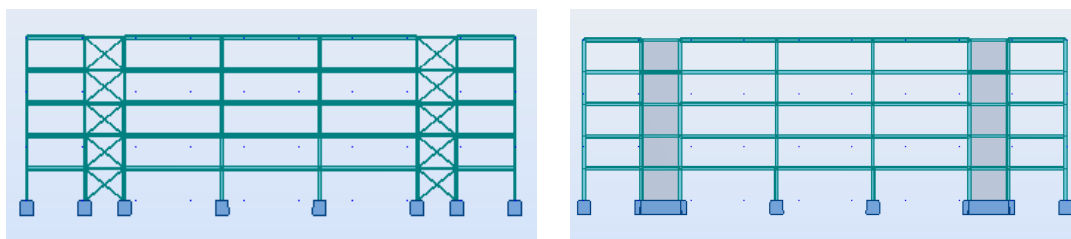
Figura 3.2. Planta genérica edificios de 10 y 15 pisos

### 3.1.2 Configuración en altura

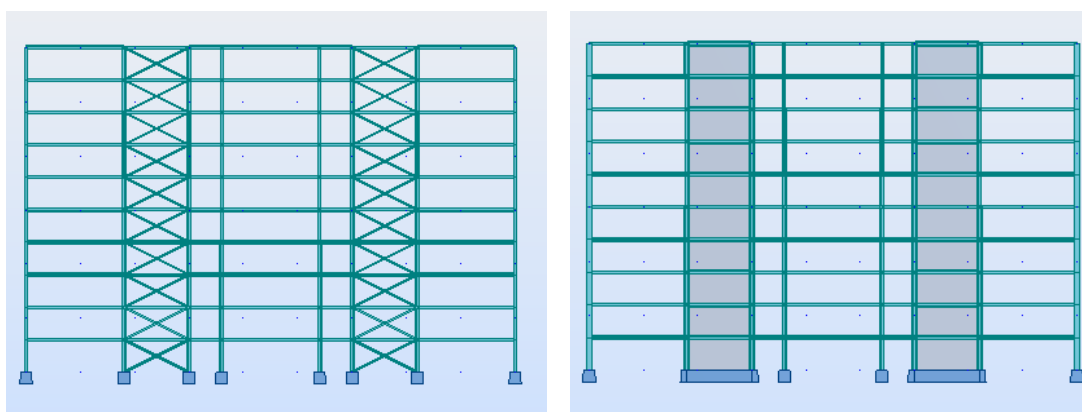
Se diseñaron 6 edificios con una misma altura de entre pisos de 3 m. Tres de ellos con SPSW y los otros tres con SCBF.

Para cada sistema sismoresistente se configuraron edificios de 5, 10 y 15 pisos.

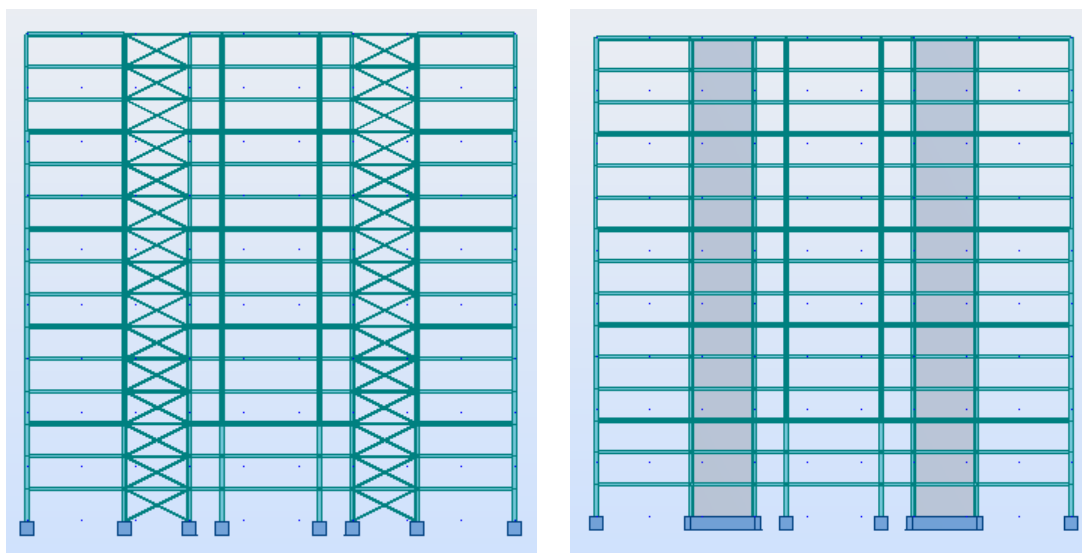
En las edificaciones tanto para SPSW como para SCBF de cinco pisos se utilizó un marco que contiene los elementos sismoresistentes ya sean estos arriostramientos o muros, de 3 m. de alto por 3,65 m. de ancho. Para los de diez y quince pisos se escogió un marco o pórtico de 3 m. de altura por 6 m. de ancho.



*Figura 3.3. Elevación edificio 5 pisos SCFB y SPSW*



*Figura 3.4. Elevación edificio 10 pisos SCFB y SPSW*



*Figura 3.5. Elevación edificio 15 pisos SCFB y SPSW*

### 3.2 Parámetros del ASCE 7-10 para el diseño

De acuerdo a la ubicación geográfica de los edificios se tomaron los siguientes parámetros dispuestos por ASCE 7-10 y USGS.

- Aceleración efectiva del suelo,  $S_1 = 0.4g$  (zona sísmica 4)
- Parámetro del suelo tipo C
- Coeficiente de importancia,  $I = 1.0$  para edificio categoría C
- Carga Viva Azotea:  $0.1 \text{ T/m}^2$
- Carga Viva Resto del edificio:  $0.45 \text{ T/m}^2$
- Carga Muerta Azotea:  $0.08 \text{ T/m}^2$
- Carga Muerta resto del edificio:  $0.08 \text{ T/cm}^2$
- $S_s = 2.12g$
- $S_1 = 0.82g$

Se utilizan estos parámetros para construir el espectro de diseño.

Los valores de  $R$  (coeficiente de modificación de respuesta) utilizados se muestran en la siguiente tabla.

Sistema resistente sísmico	Coeficiente de modificación de respuesta ( $R$ )	Factor de sobrerresistencia $\Omega$	Factor de amplificación de deformación $C_d$
SPSW	7	2	6
SCBF	6	2	5



Tabla 3.1 Factores de diseño según Asce7-10

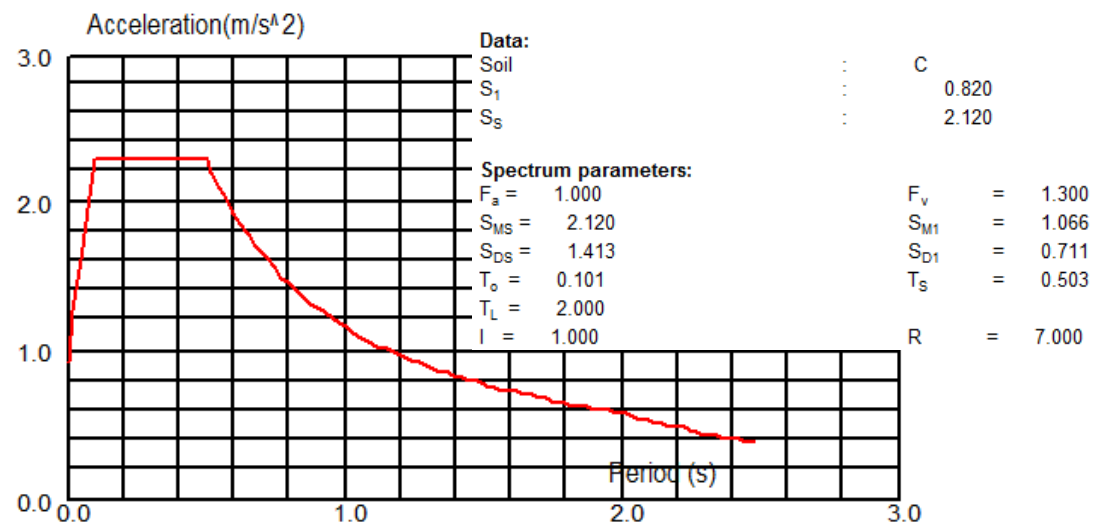


Grafico 3.1 Espectro de respuesta edificio de 5 pisos SPSW según Asce7-10  
(Sismo en X)

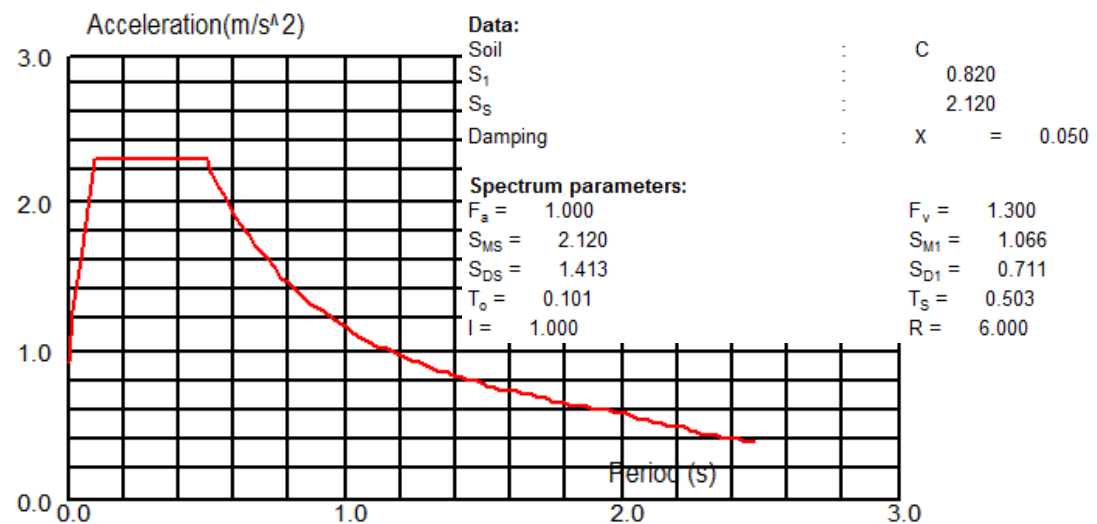


Grafico 3.2 Espectro de respuesta edificio de 5 pisos SCBF según Asce7-10  
(Sismo en X)

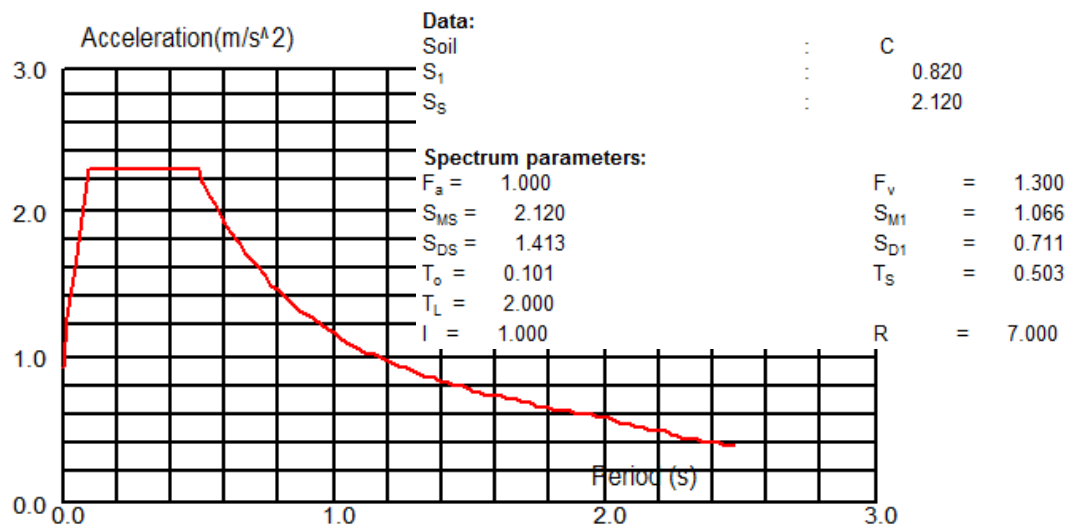
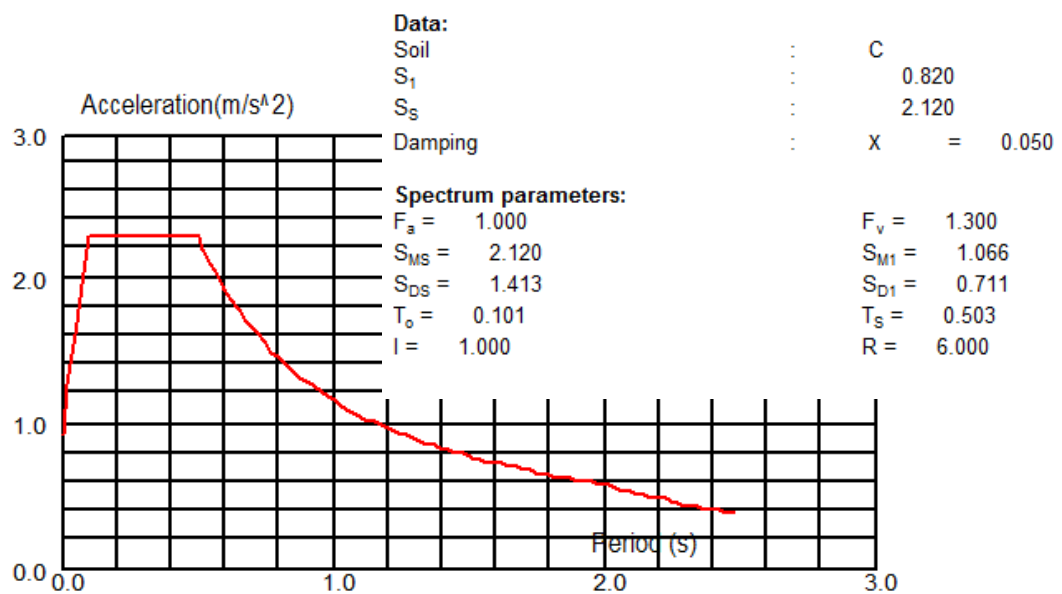


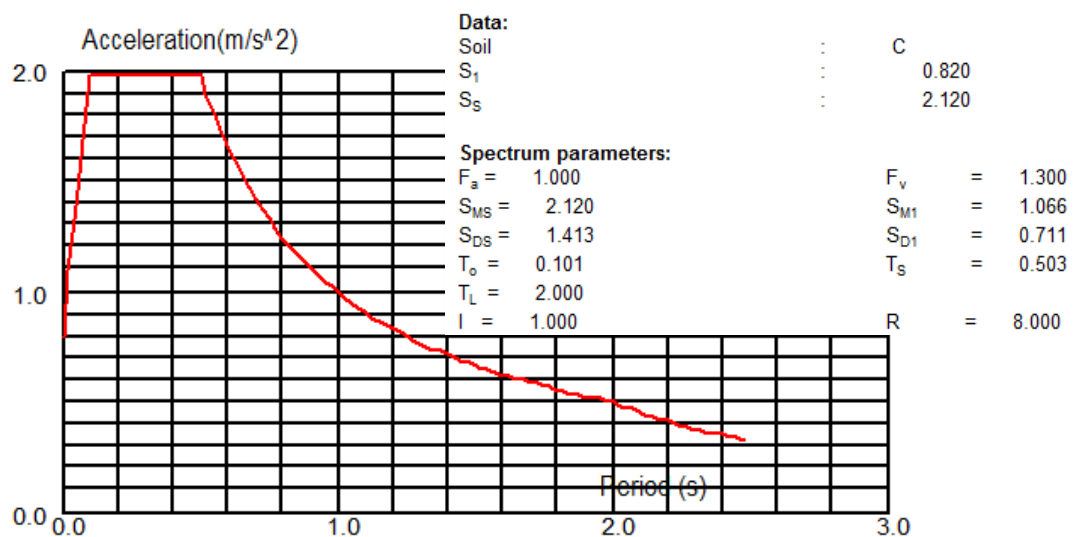
Grafico 3.3. Espectro de respuesta edificio de 10 pisos SPSW según Asce7-10 (Sismo en X)



*Grafico 3.4. Espectro de respuesta edificio de 10 pisos SCBF según Asce7-10 (Sismo en X)*

Sistema resistente sismico	Coefficiente de modificacion de respuesta (R)	Factor de sobreresistencia $\Omega$	Factor de amplificacion de deformacion Cd
SPSW	8	2 ½	6 ½
SCBF	7	2 ½	5 ½

*Tabla 3.2 Factores de diseño según Asce7-10 para un sistema de pórticos especiales a momento con sistema dual.*



*Grafico 3.5. Espectro de respuesta edificio de 15 pisos SPSW según Asce7-10 (sismo en x)*

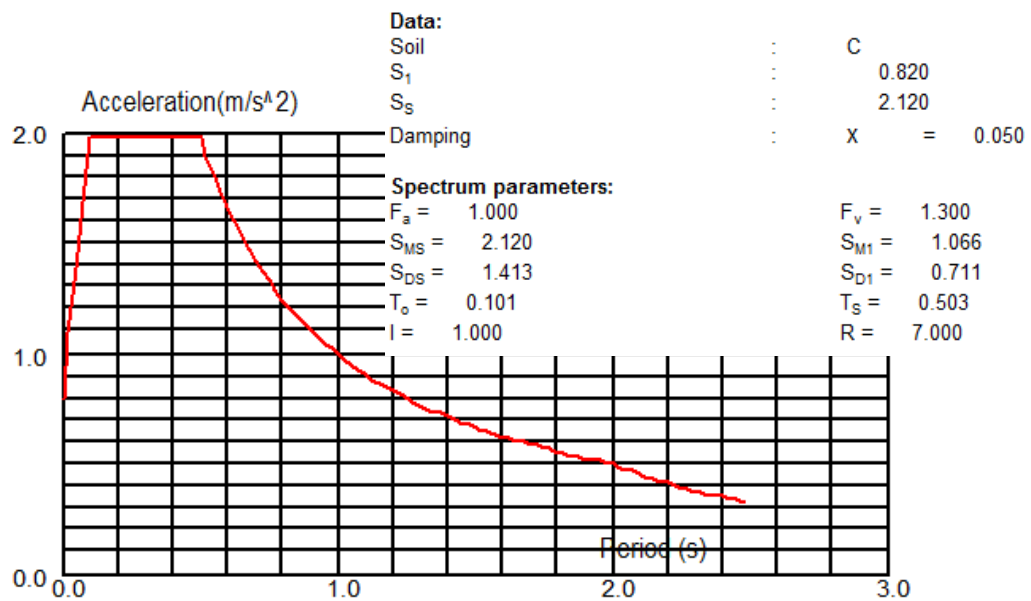


Grafico 3.6. Espectro de respuesta edificio de 15 pisos SCBF según Asce7-10 (sismo en x)

### 3.3 Materiales

#### 3.3.1 Hormigón estructural

Se considera un hormigón grado H21 para la losa de piso. Las propiedades nominales usadas en el diseño son:

- Resistencia a la compresión  $f'_c$ : 210kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de elasticidad:  $4700\sqrt{f'_c}$  kg/cm<sup>2</sup>

El módulo de elasticidad ha sido calculado según lo permite ACI 318-08, artículo 8.5

### 3.3.2 Acero estructural

Para el diseño de vigas primarias, secundarias y columnas gravitacionales, se usa acero A992. En el diseño de los elementos que forman parte del sistema sismorresistente se utilizó acero A992 grado 50 para elementos de borde y diagonales rigidizadoras, mientras que para placas de muros de corte el acero seleccionado fue el A36. Esta elección permite utilizar los factores de sobre resistencia que figuran en AISC 341 (tabla I-6-1 de la norma).

<b>Grado del Acero</b>	<b>Uso</b>	<b>F<sub>y</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>F<sub>t</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>R<sub>t</sub></b>
A36 Gr36	Placas	2,53	3520	1.3	1.2
A992 Gr50	Perfiles laminados	3515	4570	1.1	1.1

*Tabla 3.2 Propiedades nominales de aceros estructurales.*

- En la Tabla  $F_y$  y  $F_t$  corresponden a las tensiones nominales de fluencia y de rotura, respectivamente. Los factores  $R_y$  y  $R_t$  son los factores de sobre resistencia asociados a las tensiones de fluencia y de rotura, respectivamente.

### 3.4 Sistema resistente a cargas gravitacionales

Para soportar las cargas verticales del edificio se empleó un sistema conformado por vigas y columnas de acero y una losa de entrepiso de deck metálico. El diseño de los elementos resistentes a cargas gravitacionales se realizó mediante el programa “Robot Structural Analysis”.

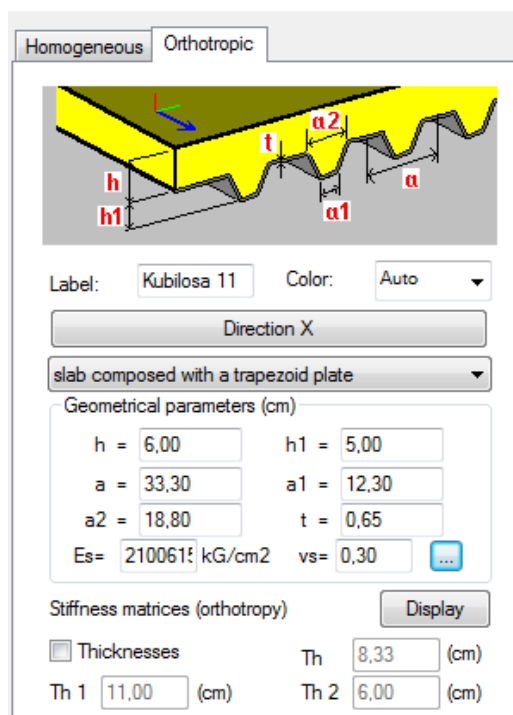


Figura 3.6. Dimensiones de la losa tipo deck utilizada

Piso	Vigas	Columnas
R	W 12x106	
5	W 12x120	W 8x48
4	W 12x106	W 8x48
3	W 12x106	W 8x67
2	W 12x106	W 10x77
1		W 10x100

*Tabla 3.3 Perfiles AISC de vigas y columnas diseñadas para cargas gravitacionales. Edificio 5 pisos SCBF*

Piso	Vigas	Columnas
R	W 12x136	
5	W 12x152	W 10x60
4	W 12x152	W 10x68
3	W 12x152	W 10x88
2	W 12x136	W 10x112
1		W 12x152

*Tabla 3.4 Perfiles AISC de vigas y columnas diseñadas para cargas gravitacionales. Edificio 5 pisos SPSW*

Piso	Vigas	Columnas
R	W 10x112	
10	W 10x112	W 10x88
9	W 10x112	W 10x88
8	W 10x112	W 10x88
7	W 10x112	W 10x88
6	W 10x112	W 10x112
5	W 10x112	W 10x112
4	W 10x112	W 12x152
3	W 10x112	W 12x152
2	W 10x112	W 12x190
1		W 12x190

*Tabla 3.4 Perfiles AISC de vigas y columnas diseñadas para cargas gravitacionales. Edificio 10 pisos SCBF*



Piso	Viga	Columna
R	W 10x112	
10	W 10x112	W 10x60
9	W 10x112	W 10x60
8	W 10x112	W 10x88
7	W 10x112	W 10x88
6	W 10x112	W 12x120
5	W 10x112	W 12x120
4	W 10x112	W 12x152
3	W 10x112	W 12x152
2	W 10x112	W 12x252
1		W 12x252

*Tabla 3.4 Perfiles AISC de vigas y columnas diseñadas para cargas gravitacionales. Edificio 10 pisos SPSW*

Piso	Vigas	Columnas
R	W 12x106	
15	W 12x106	W 12x152
14	W 12x106	W 12x152
13	W 12x106	W 12x152
12	W 12x106	W 12x210
11	W 12x106	W 12x210
10	W 12x120	W 12x210
9	W 12x120	W 12x279
8	W 12x120	W 12x279
7	W 12x106	W 12x279
6	W 12x106	W 12x336
5	W 12x106	W 12x336
4	W 12x106	W 12x336
3	W 12x106	W 14x342
2	W 12x106	W 14x342
1		W 14x342

*Tabla 3.4 Perfiles AISC de vigas y columnas diseñadas para cargas gravitacionales. Edificio 15 pisos SCBF*

Piso	Vigas	Columnas
R	W 12x106	
15	W 12x106	W 12x210
14	W 12x106	W 12x210
13	W 12x120	W 12x210
12	W 12x120	W 12x230
11	W 12x120	W 12x230
10	W 12x136	W 12x230
9	W 12x136	W 12x279
8	W 12x136	W 12x279
7	W 12x136	W 12x279
6	W 12x136	W 12x336
5	W 12x136	W 12x336
4	W 12x136	W 12x336
3	W 12x136	W 14x370
2	W 12x136	W 14x370
1		W 14x370

*Tabla 3.4 Perfiles AISC de vigas y columnas diseñadas para cargas gravitacionales. Edificio 15 pisos SPSW*

### 3.5 Sistema resistente a cargas laterales

A continuación se presentarán los resultados de los diseños realizados para los dos sistemas sismoresistentes. Para fines comparativos se tomará en cuenta el diseño de dichos sistemas aplicados a edificios sometidos a un sismo en una dirección (sismo en x).

#### 3.5.1 Edificios con muros de corte de placas de acero

A través del programa denominado “Diseño SPSW” se logró alcanzar un dimensionamiento óptimo que cumpla todos los requisitos de AISC. El programa facilitó el diseño tanto del espesor de las placas de cada piso así como de sus respectivos elementos de borde. Los espesores reales de las placas de relleno fueron tomados de la tabla 3.5.

Espesor (mm)	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
1	8
1.5	12
2	16
2.5	20
3	24
4	32
5	40
6	48
8	64
10	80

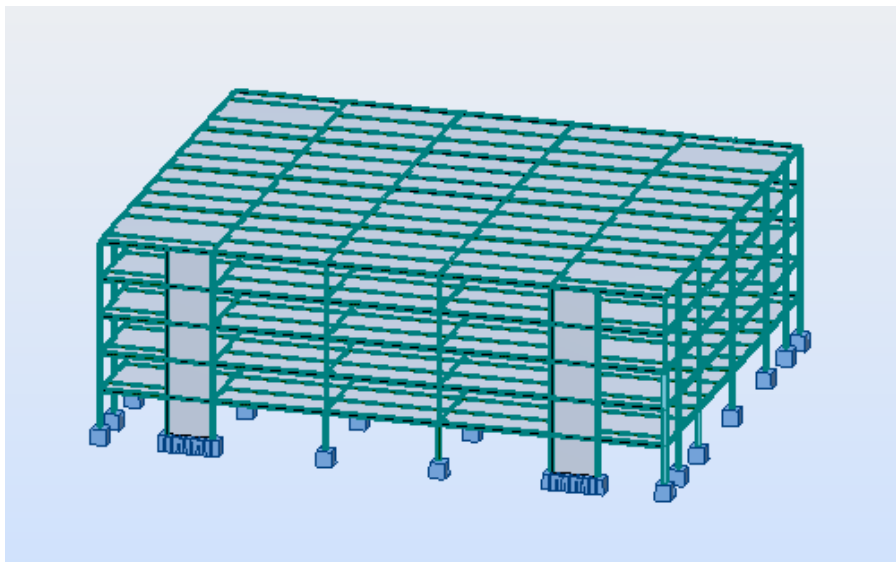
*Tabla. 3.5. Espesores comerciales de placas de acero A36*

A continuación se muestran los resultados del diseño para cada edificio.

### Edificio 5 Pisos

Piso	HBE	VBE	$\alpha$	tw final (cm)	tw Real (mm)
R	W10X100				
5	W10X88	W12X136	43,73	0,11	1,50
4	W10X68	W12X136	42,99	0,23	2,50
3	W10X77	W12X190	42,13	0,29	3,00
2	W10X68	W12X210	42,16	0,34	3,50
1		W12X210	42,22	0,26	3,00

*Tabla 3.5 Perfiles AISC de los elementos de borde, espesor de la placa de relleno y ángulo de tensión diagonal del muro de corte.*



*Figura 3.7 Modelo estructural edificio 5 pisos*

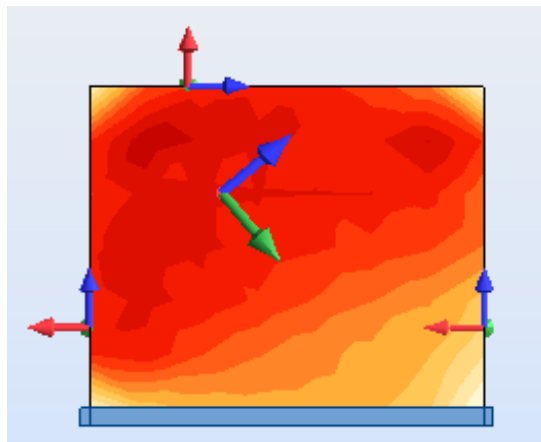
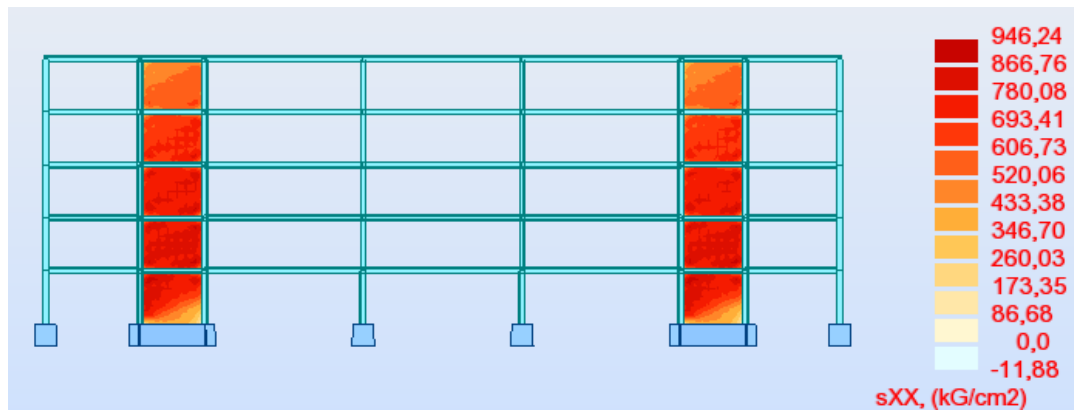


Figura 3.8 Mapa de esfuerzos de tensión diagonal en los SPSW (sismo en X)

Piso	Deflexion Elastica	Deriva piso $\delta_{xe}$ (cm)	Deriva Inelastica	Deriva Limite $\Delta_a$ (cm)
5	2,68	0,60	3,60	6
4	2,08	0,63	3,78	6
3	1,45	0,60	3,59	6
2	0,85	0,53	3,15	6
1	0,33	0,33	1,96	6

Tabla 3.7. Derivas (Programa "Diseño SPSW")

**Fundamental period:**Approximated method  $T = 0.632 \text{ (s)}$ Steel frames  $C_t = 0.028 \text{ (0.0724)}$   $x = 0.80$ **Structure range:**

Top story Story 5

Bottom story Story 1

Effective height  $H_n = 15.00 \text{ (m)}$ **Base shear** $C_s = 0.161$  $C_{s \text{ max}} = 0.161$  $C_{s \text{ min}} = 0.062$ Effective seismic weight  $W = 2869689.74 \text{ (kG)}$ Shear force  $V = 461.10 \text{ (T)}$ **Vertical distribution of seismic forces**

Story	Height (m)	Weight (kG)	F(T)	M(T*cm)
Story 1	3.00	575406.63	28.56	0.00
Story 2	3.00	582058.29	60.48	0.00
Story 3	3.00	577756.48	92.48	0.00
Story 4	3.00	572534.47	124.53	0.00
Story 5	3.00	561933.87	155.05	0.00

**Edificio 10 Pisos**

Piso	HBE	VBE	$\alpha$	tw final (mm)	tw Real (mm)
R	W12X230				
10	W12X152	W14X283	44,83	0,071	1
9	W12X120	W14X193	44,65	0,116	1,5
8	W12X106	W14X193	44,39	0,146	1,5
7	W12X96	W14X211	44,13	0,173	2
6	W12X96	W14X233	43,87	0,191	2
5	W12X96	W14X257	43,74	0,208	2,5
4	W12X96	W14X257	43,71	0,216	2,5
3	W12X96	W14X283	43,61	0,223	2,5
2	W12X170	W14X311	43,53	0,223	2,5
1		W14X311	44,40	0,172	2

*Tabla 3.8 Perfiles AISC de los elementos de borde, espesor de la placa de relleno y ángulo de tensión diagonal del muro de corte.*

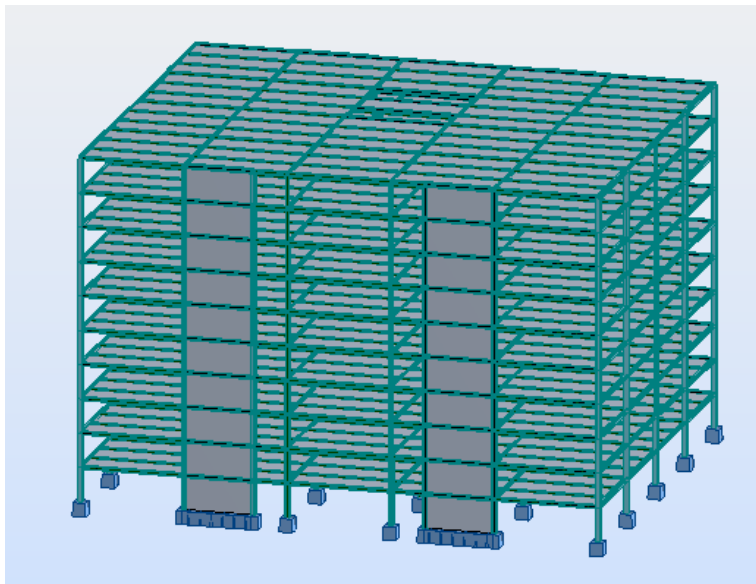


Figura 3.9 Modelo estructural edificio 10 pisos

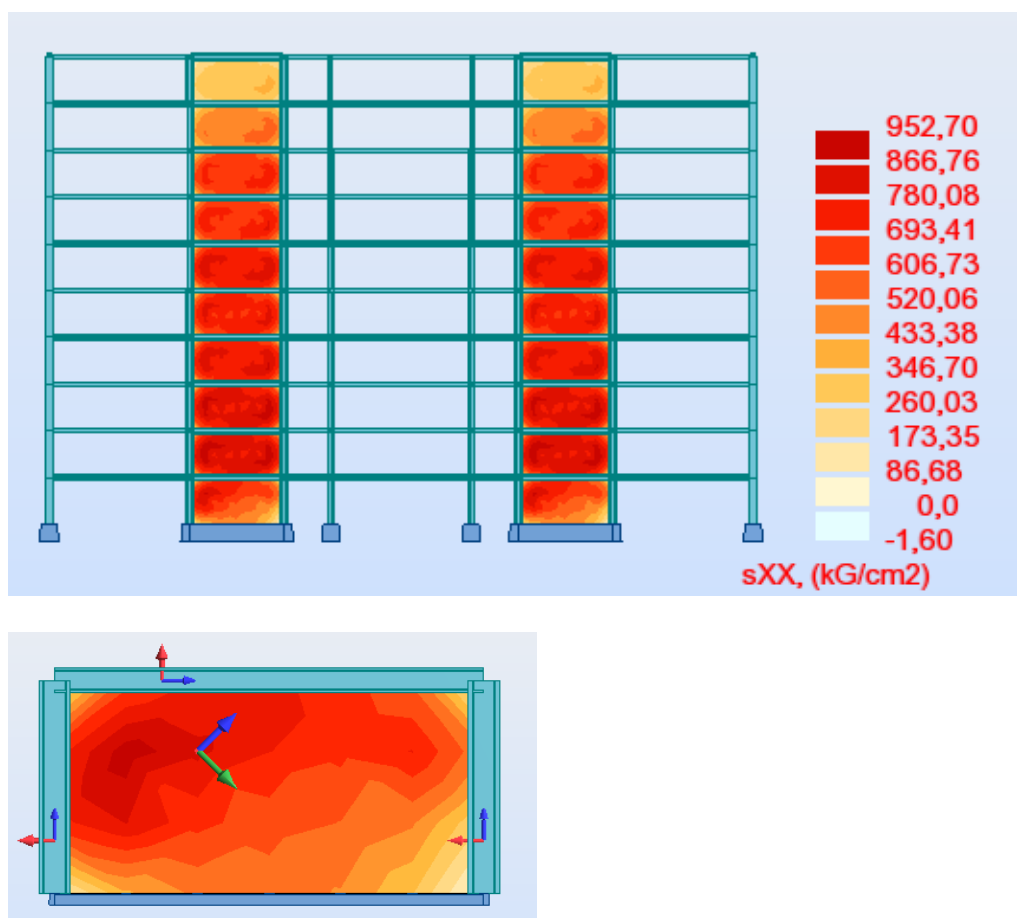


Figura 3.10 Mapa de esfuerzos de tensión diagonal en los SPSW (sismo en X)



Piso	Deflexion Elastica	Deriva piso $\delta_{xe}$ (cm)	Deriva Inelastica	Deriva Limite $\Delta a$ (cm)
10	5,64	0,58	3,48	6
9	5,06	0,64	3,87	6
8	4,42	0,69	4,14	6
7	3,73	0,68	4,08	6
6	3,05	0,67	3,99	6
5	2,38	0,61	3,67	6
4	1,77	0,56	3,38	6
3	1,20	0,51	3,04	6
2	0,70	0,44	2,62	6
1	0,26	0,26	1,57	6

Tabla 3.9. Derivas (Programa "Diseño SPSW")

**Fundamental period:**

Approximated method  $T = 1.100$  (s)

Steel frames  $C_t = 0,028$  (0,0724)  $x = 0,80$

**Structure range:**

Top story Story 10

Bottom story Story 1

Effective height  $H_n = 30,00$ (m)

**Base shear**

$C_s = 0.092$

$C_{s \max} = 0.092$

$C_{s \min} = 0.062$

Effective seismic weight  $W = 5630226,31$ (kG)

Shear force  $V = 519,59$ (T)

**Vertical distribution of seismic forces**

Story	Height (m)	Weight (kG)	F(T)	M(T*m)
Story 1	3,00	580544,11	5,56	0,00
Story 2	3,00	574203,10	13,54	0,00
Story 3	3,00	564194,82	22,54	0,00
Story 4	3,00	562323,21	32,66	0,00
Story 5	3,00	559725,43	43,45	0,00
Story 6	3,00	557717,09	54,87	0,00
Story 7	3,00	554532,91	66,67	0,00
Story 8	3,00	554201,73	79,26	0,00
Story 9	3,00	554818,52	92,47	0,00
Story 10	3,00	567965,39	108,56	0,00

### Edificio 15 Pisos

Piso	HBE	VBE	$\alpha$	tw final (mm)	tw Real (mm)
R	W12X252				
15	W12X35	W14X233	44,89	0,079	1
14	W12X96	W14X132	43,33	0,085	1
13	W12X96	W14X109	44,65	0,107	1,5
12	W12X96	W14X109	44,65	0,118	1,5
11	W12X96	W14X132	44,47	0,137	1,5
10	W12X45	W14X120	44,57	0,151	2
9	W12X96	W14X159	43,08	0,155	2
8	W12X96	W14X145	44,36	0,168	2
7	W12X45	W14X145	44,36	0,179	2
6	W12X50	W14X159	42,89	0,183	2
5	W12X50	W14X159	43,18	0,192	2
4	W12X50	W14X159	43,17	0,198	2
3	W12X50	W14X159	43,17	0,199	2
2	W12X170	W14X159	43,17	0,200	2
1		W14X132	44,98	0,151	2

*Tabla 3.10 Perfiles AISC de los elementos de borde, espesor de la placa de relleno y ángulo de tensión diagonal del muro de corte.*

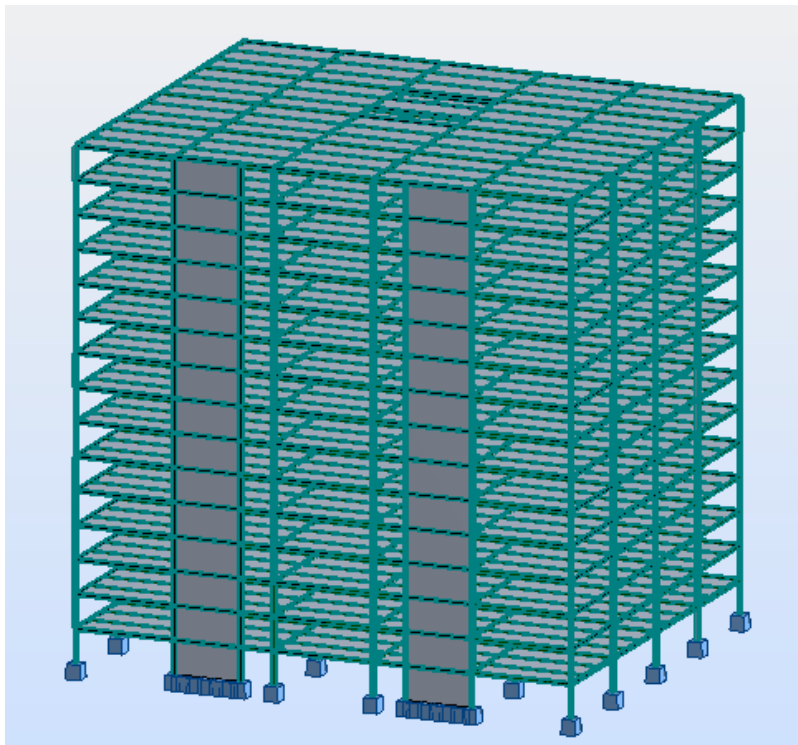
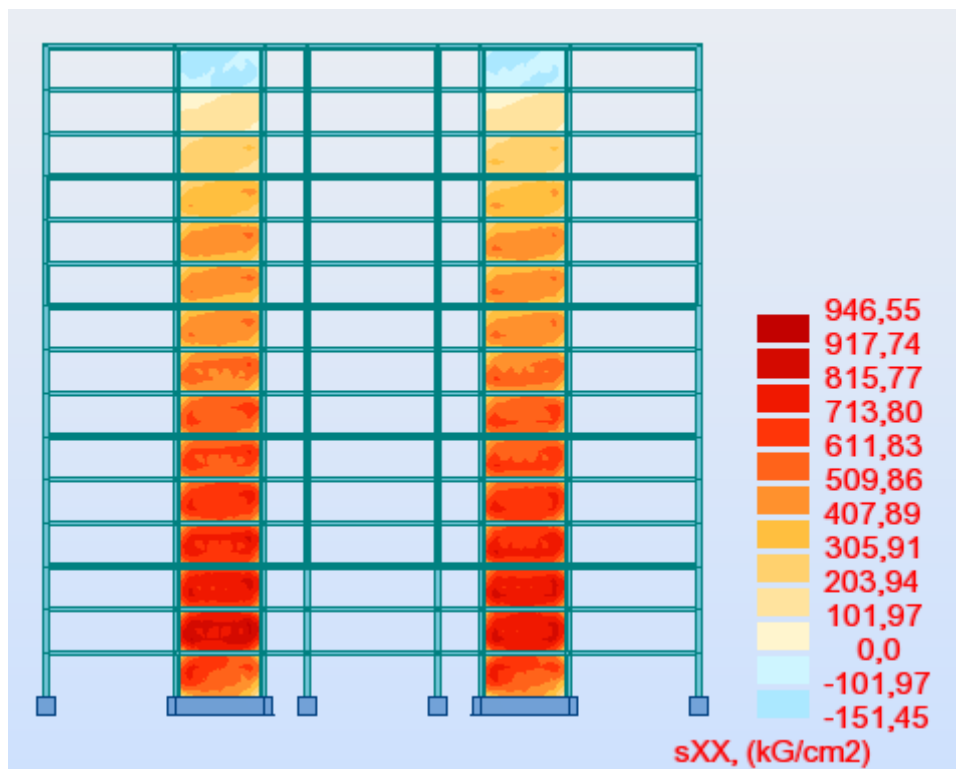


Figura 3.11 Modelo estructural edificio 15 pisos



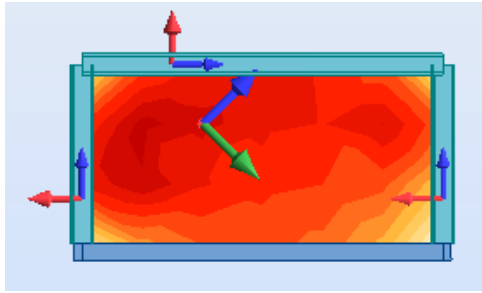


Figura 3.12 Mapa de esfuerzos de tensión diagonal en los SPSW

Piso	Deflexion Elastica	Deriva piso $\delta_{xe}$ (cm)	Deriva Inelastica	Deriva Limite $\Delta a$ (cm)
15	9,16	0,50	3,24	6
14	8,66	0,59	3,86	6
13	8,06	0,64	4,18	6
12	7,42	0,68	4,44	6
11	6,74	0,71	4,64	6
10	6,02	0,71	4,63	6
9	5,31	0,70	4,56	6
8	4,61	0,71	4,60	6
7	3,90	0,70	4,55	6
6	3,20	0,67	4,38	6
5	2,53	0,65	4,19	6
4	1,88	0,60	3,92	6
3	1,28	0,54	3,52	6
2	0,74	0,47	3,07	6
1	0,27	0,27	1,73	6

Tabla 3.11. Derivas (Programa "Diseño SPSW")

**Fundamental period:**Approximated method  $T = 1.522$  (s)Steel frames  $C_t = 0,028$  (0,0724)  $x = 0,80$ **Structure range:**

Top story Story 15

Bottom story Story 1

Effective height  $H_n = 45,00$ (m)**Base shear** $C_s = 0.062$  $C_{s \max} = 0.058$  $C_{s \min} = 0.062$ Effective seismic weight  $W = 8624233,63$ (kG)Shear force  $V = 536,31$ (T)**Vertical distribution of seismic forces**

Story	Height (m)	Weight (kG)	F(T)	M(T*m)
Story 1	3,00	593359,81	1,44	0,00
Story 2	3,00	584524,33	4,05	0,00
Story 3	3,00	584524,33	7,48	0,00
Story 4	3,00	581762,48	11,50	0,00
Story 5	3,00	581762,48	16,11	0,00
Story 6	3,00	581306,73	21,20	0,00
Story 7	3,00	580273,69	26,71	0,00
Story 8	3,00	580273,69	32,68	0,00
Story 9	3,00	576658,07	38,80	0,00
Story 10	3,00	565511,94	44,62	0,00
Story 11	3,00	565654,74	51,54	0,00
Story 12	3,00	564828,31	58,70	0,00
Story 13	3,00	555108,68	65,10	0,00
Story 14	3,00	551040,35	72,28	0,00
Story 15	3,00	577644,01	84,10	0,00

### 3.5.2 Edificios con pórticos arriostrados concéntricamente

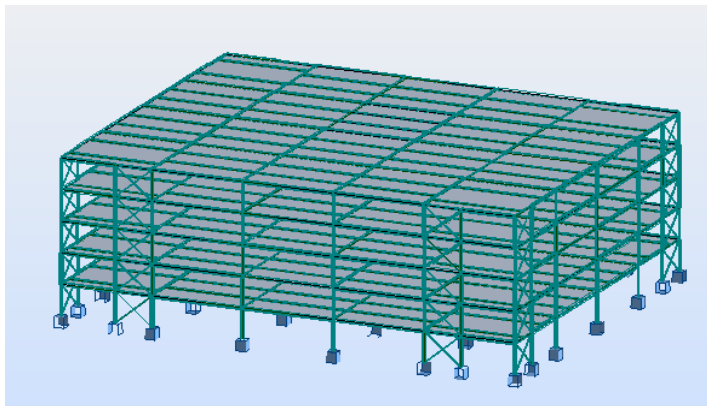
A través del programa “Robot Structural Analysis” se logró alcanzar un dimensionamiento óptimo que cumpla todos los requisitos de AISC. El programa facilitó el diseño tanto de las diagonales rigidizadoras de cada piso así como de sus respectivos elementos de borde.

A continuación se muestran los resultados del diseño para cada edificio.

#### Edificio 5 pisos

Piso	Diagonal	HBE	VBE
R		W 8x35	
5	HSSQ 3x3x0.3125	W 8x58	W 8x48
4	HSSQ 3.5x3.5x0.375	W 10x88	W 8x40
3	HSSQ 4x4x0.3125	W 10x88	W 8x67
2	HSSQ 4x4x0.375	W 8x67	W 10x68
1	HSSQ 4x4x0.3125		W 10x88
	T fundamental	0.93 seg	

*Tabla 3.13 Perfiles AISC de los elementos de borde y diagonales rigidizadoras*



*Figura 3.13 Modelo estructural edificio 5 pisos*

Case/Story	UX (cm)	dr UX (cm)
13/ 1	2,3331	2,3331
13/ 2	5,7714	3,4383
13/ 3	9,7926	4,0212
13/ 4	14,0029	4,2103
13/ 5	18,0077	4,0049

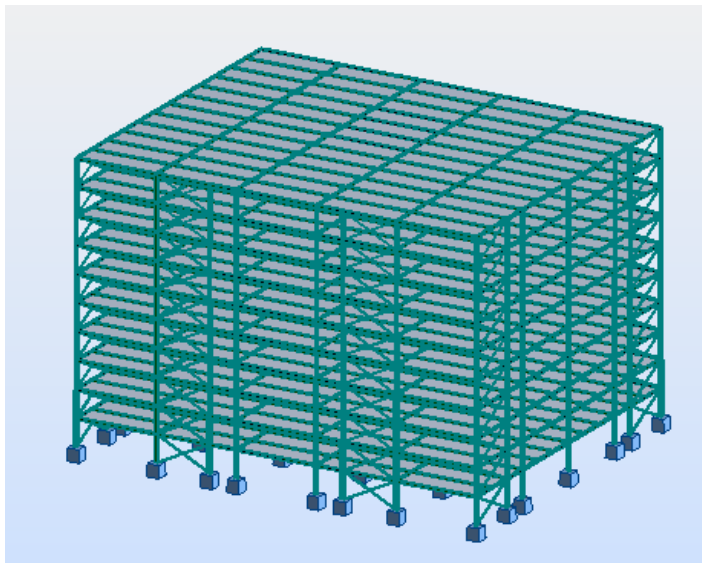
*Tabla 3.14. Derivas (Programa “Robot”)*

### Edificio 10 pisos

Piso	Diagonal	HBE	VBE
R		W 10x49	
10	HSSQ 4.5x4.5x0.5	W 10x49	W 12x120
9	HSSQ 4.5x4.5x0.5	W 10x49	W 12x120
8	HSSQ 6x6x0.375	W 10x49	W 10x112
7	HSSQ 6x6x0.375	W 10x49	W 10x112
6	HSSQ 6x6x0.5	W 10x49	W 12x136
5	HSSQ 6x6x0.5	W 10x49	W 12x136
4	HSSQ 6x6x0.625	W 10x49	W 12x190
3	HSSQ 6x6x0.625	W 10x49	W 12x190
2	HSSQ 7x7x0.5	W 10x49	W 12x305
1	HSSQ 7x7x0.5		W 12x305
	T fundamental	1.21 seg	

*Tabla 3.15 Perfiles AISC de los elementos de borde y diagonales rigidizadoras*





*Figura 3.14 Modelo estructural edificio 10 pisos*

Case/Story	UX (cm)	dr UX (cm)
5/ 1	1,2349	1,2349
5/ 2	3,2380	2,0031
5/ 3	5,4438	2,2058
5/ 4	7,8583	2,4145
5/ 5	10,6198	2,7615
5/ 6	13,5428	2,9230
5/ 7	16,7576	3,2148
5/ 8	19,9662	3,2086
5/ 9	23,0446	3,0785
5/ 10	25,7685	2,7239

*Tabla 3.16. Derivas (Programa “Robot”)*

### Edificio 15 pisos

Piso	Diagonales	HBE	VBE
R		W 6x25	
15	HSSQ 4.5x4.5x0.5	W 6x25	W 12x120
14	HSSQ 4.5x4.5x0.5	W 6x25	W 12x120
13	HSSQ 4.5x4.5x0.5	W 6x25	W 12x120
12	HSSQ 6x6x0.375	W 6x25	W 12x136
11	HSSQ 6x6x0.375	W 6x25	W 12x136
10	HSSQ 6x6x0.375	W 6x25	W 12x136
9	HSSQ 6x6x0.625	W 6x25	W 12x190
8	HSSQ 6x6x0.625	W 6x25	W 12x190
7	HSSQ 6x6x0.625	W 8x28	W 12x190
6	HSSQ 7x7x0.625	W 8x28	W 12x252
5	HSSQ 7x7x0.625	W 8x28	W 12x252
4	HSSQ 7x7x0.625	W 8x28	W 12x252
3	HSSQ 7x7x0.625	W 8x28	W 14x398
2	HSSQ 7x7x0.625	W 8x28	W 14x398
1	HSSQ 7x7x0.625		W 14x398
	T. Fundamental	1.59 seg	

*Tabla 3.17 Perfiles AISC de los elementos de borde y diagonales rigidizadoras*

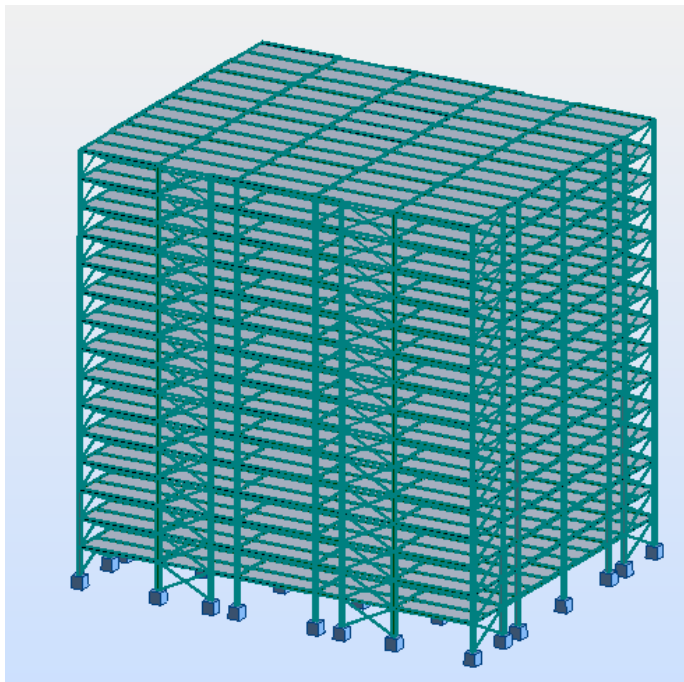


Figura 3.15 Modelo estructural edificio 15 pisos

Case/Story	UX (cm)	dr UX (cm)
5/ 1	0,9671	0,9671
5/ 2	2,6502	1,6830
5/ 3	4,4711	1,8210
5/ 4	6,4093	1,9382
5/ 5	8,4248	2,0155
5/ 6	10,5069	2,0821
5/ 7	12,7149	2,2080
5/ 8	14,9273	2,2124
5/ 9	17,1514	2,2241
5/ 10	19,5903	2,4390
5/ 11	22,0203	2,4300
5/ 12	24,3481	2,3278
5/ 13	26,6102	2,2621
5/ 14	28,6586	2,0484
5/ 15	30,3556	1,6971

Tabla 3.18. Derivas (Programa “Robot”)

## CAPITULO 4.- ANÁLISIS DE COSTOS

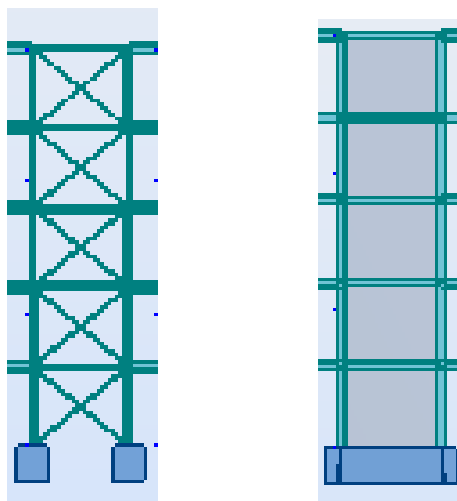
### 4.1 Mano de obra

Para la instalación de ambos sistemas se requiere mano de obra especializada en estructuras metálicas y capacitada en soldaduras.

### 4.2 Rubros y características

Se realizó un análisis de precios unitarios considerando los rubros que aplican directamente (costos directos) en la instalación de la franja de paneles que van del primero al último piso tanto para SCBF como para SPSW, de esta manera el estudio de estos valores se enfoca únicamente en los sistemas sismoresistentes analizados en este trabajo mas no en el resto de la estructura.

En cuanto a los precios indirectos se consideró el 20% de los costos directos.



*Figura 4.1. Paneles considerados para el análisis de costos para SCBF y SPSW.*

Para calcular el valor en el sistema SCBF se tomarán en cuenta las diagonales rigidizadoras y sus respectivos elementos de borde mientras que para el sistema SPSW se tomará en cuenta la placa de relleno con sus respectivos elementos de borde.

Hay que considerar que los análisis de precios unitarios son aproximados ya que se basan en suposiciones de acuerdo con la realidad laboral actual de Ecuador, estos son específicos para este proyecto y debido a las variaciones de los precios únicamente son válidos el momento en el que fueron calculados.

#### **4.2.1 Costos totales de cada modelo**

A continuación se analizarán los valores unitarios de los distintos sistemas simorresistentes diseñados en este trabajo.

#### 4.2.1.1 Costo del sistema de muros de corte de acero (SPSW)

5 Pisos	Costo Acero Planchas A36	1,1 \$/Kg	Costo acero Perfiles A992	1,30 \$/Kg	
Rubros	Cantidad (u)	Valor	Unidad	Precio Unitario(\$)	Unidad Costo Total
Materiales y Herramientas					
Placa de acero 1,5mm	1	131,4	kg	1,1 USD/kg	144,54
Placa de acero 2,5mm	1	219	kg	1,1 USD/kg	240,9
Placa de acero 3mm	2	525,6	kg	1,1 USD/kg	578,16
Placa de acero 3,5mm	1	306,6	kg	1,1 USD/kg	337,26
Placa conexión 10mm	15	378	Kg	1,1 USD/kg	415,8
	Peso placas	1560,6	Kg	1,1 USD/kg	1716,66
Soldadora	2	5	días	18,00 USD/día	90
Electrodos	1	10	kg	3,0 USD/kg	30
Transporte y Colocación	5	2000	kg	0,6 USD/kg	1200
W 10x68	2	736	kg	1,3 USD/kg	956,8
W 10x77	1	420	kg	1,3 USD/kg	546
W 10x88	1	481	kg	1,3 USD/kg	625,3
W 10x100	1	542	kg	1,3 USD/kg	704,6
W 12x136	4	2425	kg	1,3 USD/kg	3152,5
W 12x190	2	1701		1,3 USD/kg	2211,3
W 12x210	4	3755	kg	1,3 USD/kg	4881,5
	Peso Total	11620,6	kg	Total (\$)	17831,32
Mano de obra					
Soldador	2	40	horas	3,02 USD/hora	120,8
Ayudante	2	20	horas	2,78 USD/hora	55,6
				Total	176,4
				Total	\$ 18007,72
				C. Indirecto (20%)	\$ 3601,544
				Costo final	\$ 21609,264
				Costo final por muro	\$ 4321,8528
				Costo por Kg	\$/Kg 1,86

Tabla 4.1. Análisis de precios unitarios edificio de 5 pisos SPSW

10 Pisos						
Rubros	Cantidad (u)	Valor	Unidad	Precio Unitario(\$)	Unidad	Costo Total
Materiales y Herramientas						
Placa de acero 1mm	1	144	kg	1,1	USD/kg	158,4
Placa de acero 1,5mm	2	432	kg	1,1	USD/kg	475,2
Placa de acero 2mm	3	864	kg	1,1	USD/kg	950,4
Placa de acero 2,5mm	4	1440	kg	1,1	USD/kg	1584
Placa conexión 10mm	30	944	kg	1,1	USD/kg	1038,4
	Peso placas	3824		1,1	USD/kg	4206,4
Soldadora	2	8	días	18,00	USD/día	144
Electrodos	1	20	kg	3,0	USD/kg	60
Transporte y Colocacion	10	3050	kg	0,6	USD/kg	1830
W 12x96	5	4284	kg	1,3	USD/kg	5569,2
W 12x106	1	948	kg	1,3	USD/kg	1232,4
W 12x120	1	1069	kg	1,3	USD/kg	1389,7
W 12x152	1	1358	kg	1,3	USD/kg	1765,4
W 12x170	1	1519	kg	1,3	USD/kg	1974,7
W 12x230	1	2057	kg	1,3	USD/kg	2674,1
W 14x193	4	3452	kg	1,3	USD/kg	4487,6
W 14x211	2	1884	kg	1,3	USD/kg	2449,2
W 14x233	2	2081	kg	1,3	USD/kg	2705,3
W 14x257	4	4594	kg	1,3	USD/kg	5972,2
W 14x283	4	5062	kg	1,3	USD/kg	6580,6
W 14x311	4	5554	kg	1,3	USD/kg	7220,2
	Peso Total	37686	kg	Total (\$)		54467,4
Mano de obra						
Soldador	2	80	horas	3,02	USD/hora	241,6
Ayudante	2	40	horas	2,78	USD/hora	111,2
				Total		352,8
				Total	\$	54820,2
				C. Indirecto (20%)	\$	10964,04
				Costo Final	\$	65784,24
				Costo por muro	\$	6578,424
				Cost por Kg	\$/Kg	1,75

Tabla 4.2. Análisis de precios unitarios edificio de 10 pisos SPSW

15 Pisos						
Rubros	Cantidad (u)	Valor	Unidad	Precio Unitario(\$)	Unidad	Costo Total
Materiales y Herramientas						
Placa de acero 1mm	2	288	kg	1,1	USD/kg	316,8
Placa de acero 1,5mm	3	648	kg	1,1	USD/kg	712,8
Placa de acero 2mm	10	2880	kg	1,1	USD/kg	3168
Placa conexión 10mm	45	1416	kg	1,1	USD/kg	1557,6
	Peso placas	5232	kg	1,1	USD/kg	5755,2
Soldadora	2	12	días	18,00	USD/día	216
Electrodos	1	30	kg	3,0	USD/kg	90
Transporte y Colocacion	15	7000	kg	0,6	USD/kg	4200
W 12x35	1	313	kg	1,3	USD/kg	406,9
W 12x45	2	796	kg	1,3	USD/kg	1034,8
W 12x50	4	1774	kg	1,3	USD/kg	2306,2
W 12x96	6	5141	kg	1,3	USD/kg	6683,3
W 12x170	1	1519	kg	1,3	USD/kg	1974,7
W 12x252	1	2251	kg	1,3	USD/kg	2926,3
W 14x109	4	1945	kg	1,3	USD/kg	2528,5
W 14x120	2	1073	kg	1,3	USD/kg	1394,9
W 14x132	6	3537	kg	1,3	USD/kg	4598,1
W 14x145	4	2595	kg	1,3	USD/kg	3373,5
W 14x159	12	8513	kg	1,3	USD/kg	11066,9
W 14x233	2	2081	kg	1,3	USD/kg	2705,3
	Peso Total	36770	kg	Total (\$)		57015,8
Mano de obra						
Soldador	2	120	horas	3,02	USD/hora	362,4
Ayudante	2	60	horas	2,78	USD/hora	166,8
				Total		529,2
				Total	\$	57545
				C. Indirecto (20%)	\$	11509
				Costo Final	\$	69054
				Costo por muro	\$	5800
				Costo por Kg	\$/Kg	1,88

Tabla 4.3. Análisis de precios unitarios edificio de 15 pisos SPSW



#### 4.2.1.2 Costo del sistema de arriostrados concéntricamente

5 Pisos	Costo Acero A992	1,3				
Rubros	Cantidad (u)	Valor	Unidad	Precio Unitario(\$)	Unidad	Costo Total (\$)
Materiales y Herramientas						
HSSQ 3x3x0.3125	2	141	Kg	1,3	USD/kg	183,30
HSSQ 3.5x3.5x0.375	2	196	Kg	1,3	USD/kg	254,80
HSSQ 4x4x0.3125	4	393	Kg	1,3	USD/kg	510,90
HSSQ 4x4x0.375	2	229	Kg	1,3	USD/kg	297,70
	Peso Diagonales	959	Kg	1,3	USD/kg	1246,70
Soldadora	2	3	dia	18,00	USD/dia	54,00
Electrodos	1	10	kg	3,0	USD/kg	30,00
Transporte y Colocacion	5	1500	kg	0,6	USD/kg	900,00
W 8x35	1	190	kg	1,3	USD/kg	247,00
W 8x40	2	355	kg	1,3	USD/kg	461,50
W 8x48	2	428	kg	1,3	USD/kg	556,40
W 8x58	1	316	kg	1,3	USD/kg	410,80
W 8x67	3	963	kg	1,3	USD/kg	1251,90
W 10x68	2	605	kg	1,3	USD/kg	786,50
W 10x88	4	1751	kg	1,3	USD/kg	2276,30
	Total Peso	5567	Kg		Total (\$)	9467,80
Mano de obra						
Soldador	2	30	horas	3,02	USD/hora	90,6
Ayudante	2	15	horas	2,78	USD/hora	41,7
				Total		132,3
				Total	\$	9600,1
				C. Indirecto (20%)	\$	1920,02
				Costo Final	\$	11520,12
				Costo Por Portico arriostrado	\$	2304,02
				Costo por Kg	\$/Kg	2,07

Tabla 4.4. Análisis de precios unitarios edificio de 5 pisos SCBF

10 Pisos						
Rubros	Cantidad (u)	Valor	Unidad	Precio Unitario(\$)	Unidad	Costo Total (\$)
Materiales y Herramientas						
HSSQ 4.5x4.5x0.5	4	945	Kg	1,3	USD/kg	1228,50
HSSQ 6x6x0.375	4	1030	Kg	1,3	USD/kg	1339,00
HSSQ 6x6x0.5	4	1324	Kg	1,3	USD/kg	1721,20
HSSQ 6x6x0.625	4	1590	Kg	1,3	USD/kg	2067,00
HSSQ 7x7x0.5	4	1577	Kg	1,3	USD/kg	2050,10
	Peso Diagonales	6466	Kg	1,3	USD/kg	8405,80
Soldadora	2	6	dia	18,00	USD/dia	108,00
Electrodos	1	20	kg	3,0	USD/kg	60,00
Transporte y Colocacion	10	3050	kg	0,6	USD/kg	1830,00
W 10x49	10	4375	kg	1,3	USD/kg	5687,50
W 10x112	4	1999	kg	1,3	USD/kg	2598,70
W 12x120	4	2139	kg	1,3	USD/kg	2780,70
W 12x136	4	2425	kg	1,3	USD/kg	3152,50
W 12x190	4	3403	kg	1,3	USD/kg	4423,90
W 12x305	4	5439	kg	1,3	USD/kg	7070,70
	Total Peso	26246	Kg		Total	44523,60
Mano de obra						
Soldador	2	60	horas	3,02	USD/hora	181,2
Ayudante	2	30	horas	2,78	USD/hora	83,4
				Total		264,6
				Total	\$	44788,2
				C. Indirecto (20%)	\$	8957,64
				Costo Final	\$	53745,84
				Costo por portico arriostrado	\$	5374,58
				Costo por Kg	\$/Kg	2,05

Tabla 4.5. Análisis de precios unitarios edificio de 10 pisos SCBF

15 Pisos						
Rubros	Cantidad (u)	Valor	Unidad	Precio Unitario(\$)	Unidad	Costo Total (\$)
Materiales y Herramientas						
HSSQ 4.5x4.5x0.5	6	1417	Kg	1,3	USD/kg	1842,10
HSSQ 6x6x0.375	6	1545	Kg	1,3	USD/kg	2008,50
HSSQ 6x6x0.625	6	2385	Kg	1,3	USD/kg	3100,50
HSSQ 7x7x0.625	12	5708	Kg	1,3	USD/kg	7420,40
	Peso Diagonales	11055	Kg	1,3	USD/kg	14371,50
Soldadora	2	9	día	18,00	USD/día	162,00
Electrodos	1	30	kg	3,0	USD/kg	90,00
Transporte y Colocacion	15	6000	kg	0,6	USD/kg	3600,00
W 6x25	9	2007	kg	1,3	USD/kg	2609,10
W 8x28	6	1504	kg	1,3	USD/kg	1955,20
W 12x120	6	3208	Kg	1,3	USD/kg	4170,40
W 12x136	6	3637	kg	1,3	USD/kg	4728,10
W 12x190	6	5104	kg	1,3	USD/kg	6635,20
W 12x252	6	6754		1,3	USD/kg	8780,20
W 14x398	6	10665	kg	1,3	USD/kg	13864,50
	Total Peso	43934	Kg		Total	75337,70
Mano de obra						
Soldador	2	90	horas	3,02	USD/hora	271,8
Ayudante	2	45	horas	2,78	USD/hora	125,1
				Total		396,9
				Total	\$	75734,6
				C. Indirecto (20%)	\$	15146,92
				Costo Final	\$	90881,52
				Costo por portico arriostrado	\$	6058,768
				Costo por Kg	\$/Kg	2,07

Tabla 4.6. Análisis de precios unitarios edificio de 15 pisos SCBF

## **CAPITULO 5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **5.1. Análisis de resultados**

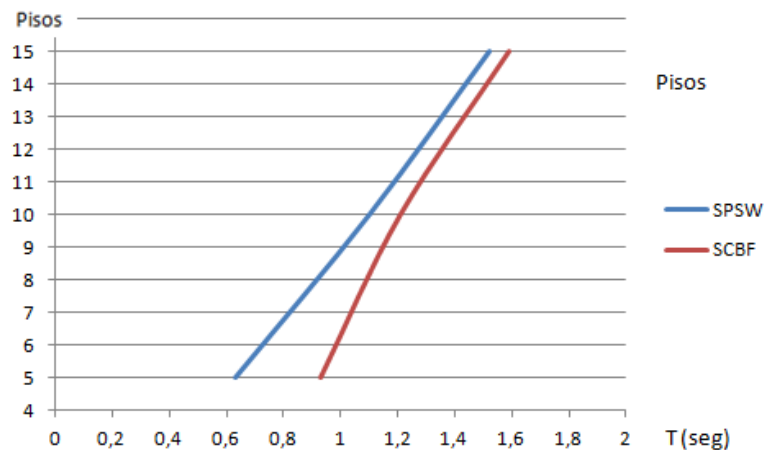
Existe una mayor facilidad para el diseño en pórticos arriostrados concéntricamente ya que existen programas especializados en análisis estructural que nos permite realizar un dimensionamiento de forma rápida y exacta; a diferencia para el sistema de muros de corte de acero tuve que desarrollar un programa el cual me permitió definir los elementos pertenecientes al sistema sismoresistente en cuestión ya que no existe un software especializado que nos facilite esa función.

Debido a la gran frecuencia con que se usa en el mundo de la construcción, el sistema SCBF, genera mayor confianza al momento de escoger un sistema sismoresistente ya que presenta una mayor cantidad de datos experimentales y de desarrollo científico a lo largo de los años; a diferencia del sistema SPSW el cual se podría decir que es relativamente nuevo y considero que requiere de una mayor base experimental para consolidarse como un método totalmente confiable.

Ambos sistemas cumplen exitosamente los parámetros sísmicos a los cuales fueron sometidos, pero vale la pena puntualizar algunas diferencias técnicas en los resultados obtenidos:

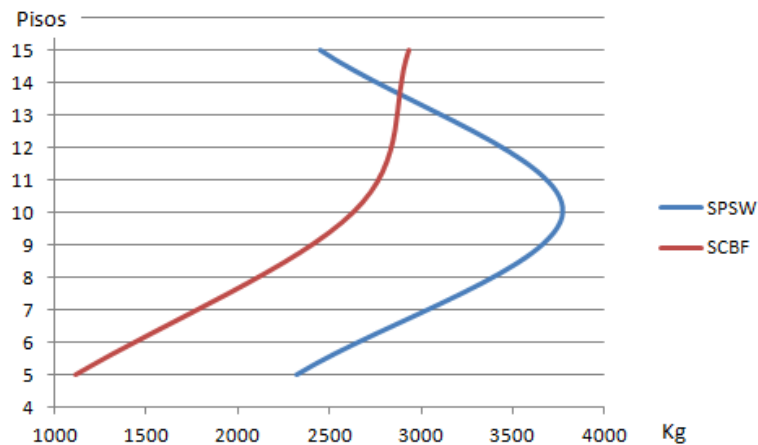
- Los periodos fundamentales en los edificios analizados con ambos sistemas sismorresistentes presentan valores similares en aquellos de 10 pisos hacia arriba, mientras que en los de

menor número de niveles se puede observar que aquellos equipados con SPSW tienden ligeramente a disminuir su periodo de vibración en relación a aquellos que cuentan con SCBF.



*Gráfico 5.1. Periodos fundamentales*

- Claramente se puede observar una diferencia en el peso entre ambos sistemas. De acuerdo a los resultados de este trabajo se podría decir que el sistema de diagonales rigidizadoras es más liviano cuando es aplicado en edificios de mediana altura (edificios de hasta 30 metros) y que para edificios de mas altos (45 metros en el caso de este estudio) el peso del sistema de muros de corte se equipara con el de diagonales e incluso se torna más liviano.



*Gráfico 5.2. Proyección de peso por pórtico en relación al número de pisos en SPSW y SCBF.*

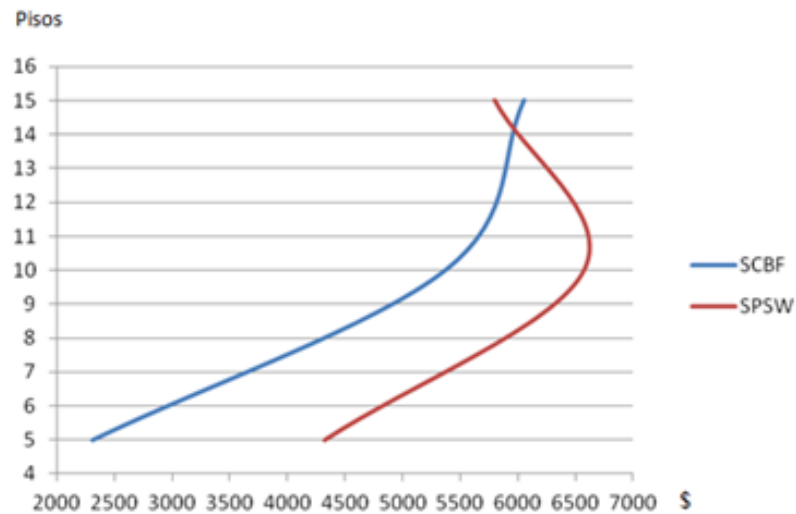
Esto se debe a que a partir de 30 metros de altura los edificios requieren un diseño Dual de pórticos especiales a momento lo cual significa que no solo los sistemas resistentes sísmicos (SPSW y SCBF) soportarán las fuerzas generadas por el movimiento telúrico, sino que el resto de la estructura absorberá un porcentaje (25% aprox.) del mismo lo cual permite que, en el caso de muros de corte de acero, los elementos de borde requieran menores dimensiones y por consiguiente disminuyan el peso del sistema.

Además, si se analiza individualmente los elementos estructurales que forman cada uno de los sistemas se puede observar que el peso de las diagonales en el caso de SCBF es mayor que aquel de las placas de relleno para SPSW, sin embargo al momento de visualizar los elementos de borde los

resultados se invierten y aquellas vigas y columnas que rodean a los muros de corte de acero requieren una mayor sección para cumplir con los parámetros de diseño generando así elementos más pesados.

En cuanto al análisis económico realizado he concluido lo siguiente.

- Tomando en cuenta que ambos sistemas sismoresistentes son aplicados a estructuras de acero, y requieren técnicas de ensamblaje similares, la diferencia en los costos de la mano de obra entre ambos no la consideraría significativa.
- La mayor diferencia en el precio radica en el peso del acero utilizado en uno u otro sistema. En el caso de SCBF los edificios de 5 y 10 pisos tienen un menor peso por ende un menor costo. Es a partir de ahí (al aumentar la altura) que empieza una disminución en el precio del edificio con SPSW en relación con aquel con SCBF, por lo cual se podría decir que para edificios de pequeña o mediana altura saldría mas conveniente, económicamente hablando, el sistema de diagonales rigidizadoras, mientras que para edificios de mayor altura las cosas se equiparan y ambos sistemas tendrían un costo similar.



*Gráfico 5.3. Proyección de costos en relación al número de pisos en SPSW y SCBF*

Otro dato que me parece interesante analizarlo es el precio por Kg. de construcción de cada sistema. En el caso de SPSW el costo es aproximadamente 1.85 \$/Kg. y se mantiene constante en los 3 edificios mientras que para el caso de SCBF el costo aumenta a aproximadamente a 2\$/Kg. y de igual manera es constante para los 3 edificios.

Finalmente tras analizar las derivas se pudo observar que los edificios diseñados con diagonales rigidizadoras presentan menores desplazamientos laterales que aquellos con muros de corte de acero, dándonos así una estructura con mayor rigidez. Considero que la principal causa de este comportamiento es por el hecho de que los muros de corte fueron diseñados con un acero mas dúctil que el de las diagonales rigidizadoras; para que de



este modo se logre una mejor distribución de esfuerzos dentro de la placa de relleno.

## **5.2 Recomendaciones**

Al analizar costos se puede decir que el sistema de muros de corte en edificios de mayor altura se convierte en un modelo más conveniente que el de diagonales rigidizadoras, sin embargo hay que tomar en cuenta lo siguiente, al diseñar el edificio de 15 pisos tanto en SPSW como en SCBF se utilizó un sistema dual lo cual implica que aunque el precio del rubro “muro de corte” disminuye, el costo del resto de la estructura aumentará. Por ende habrá que realizar un análisis global de toda la estructura para determinar el valor real y verificar la conveniencia del uso de este sistema sismoresistente. Es aconsejable dimensionar el espesor de las placas de relleno de los muros de corte de acero lo mas delgadas posible. Sin embargo puede suceder que una placa de relleno muy delgada no le permita al pórtico cumplir con las derivas de entrepiso permitidas. Por esta razón no es aconsejable utilizar aceros con limite de fluencia muy elevado (grado 50) ya que los espesores de los muros pueden resultar demasiado delgados causando problemas para controlar derivas. Por este motivo al seleccionar acero es recomendable enfocarse más en la ductilidad del mismo que en su límite de fluencia, para de este modo permitirle al muro fluir con mas facilidad y generar espesores lo suficientemente gruesos como para que cumplan con las derivas máximas establecidas sin ningún inconveniente. En Estados Unidos el acero escogido por la mayoría de diseñadores es el A1011 grado

33 ya que cumple con las características anteriormente mencionadas. Ya que en nuestro medio no contamos con aquel material aconsejo el uso de acero A36 grado 36 para el diseño de las placas de relleno muros de corte de placas de acero.

En fin el sistema de muros de corte con placas de acero es un método rigidizador interesante que cuenta con parámetros de diseño dentro de la norma AISC lo cual significa que ha sido sometido ensayos experimentales y aplicaciones reales en países como Estados Unidos, Japón, México y Chile. Probablemente requiera una mayor experimentación y estudio para que se logre ir afianzando en el medio local y espero que este trabajo sea un aporte para aquello.

## ANEXO Proceso de diseño, edificio 15 pisos, programa diseño SPSW

### PREDISEÑO

Espesor Muro

Φ	0,9
Fy (T/cm2)	2,53
Lcf (cm)	600
α (asumido)	40

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin(2\alpha)$$

$$t_w \geq \frac{V_u}{\phi 0.42 F_y L_{cf} \sin(2\alpha)}$$

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2 A_e}}{1 + t_w h \left[ \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_e L} \right]}$$

Piso	Vu (Robot) T	tw(cm)	tw real (mm)	ΦVn (T)	I HBE (cm4)	I VBE (cm4)	VBE	HBE	I (HBE) cm4	I (VBE) cm4	A(VBE)cm2	A(HBE)cm2	h(cm)	L (cm)	tan α	α (calculado)
R					104398			W12X252	113215			478,1				
15	46	0,081	1,00	56,5	7087	3339	W14X22	W12X30	9906	8283	41,9	56,7	300	600	1,06	46,79
14	49	0,086	1,00	56,5	29035	3565	W14X22	W12X87	30801	8283	41,9	165,2	300	600	1,04	46,05
13	61	0,108	1,50	84,8	15068	4494	W14X22	W12X53	17690	8283	41,9	100,6	300	600	1,08	47,25
12	68	0,120	1,50	84,8	24517	4976	W14X22	W12X79	27555	8283	41,9	149,7	300	600	1,09	47,34
11	79	0,139	1,50	84,8	18508	5760	W14X22	W12X58	19771	8283	41,9	109,7	300	600	1,11	47,99
10	87	0,153	2,00	113,0	5023	6351	W14X22	W12X22	6493	8283	41,9	41,8	300	600	1,12	48,23
9	89	0,157	2,00	113,0	17407	6512	W14X22	W12X58	19771	8283	41,9	109,7	300	600	1,10	47,79
8	96	0,171	2,00	113,0	14885	7069	W14X22	W12X53	17690	8283	41,9	100,6	300	600	1,14	48,66
7	103	0,182	2,00	113,0	4656	7545	W14X22	W12X22	6493	8283	41,9	41,8	300	600	1,15	48,90
6	105	0,186	2,00	113,0	10986	7694	W14X22	W12X35	11863	8283	41,9	66,5	300	600	1,13	48,56
5	110	0,194	2,00	113,0	8096	8045	W14X22	W12X30	9906	8283	41,9	56,7	300	600	1,15	49,01
4	113	0,200	2,50	141,3	1261	8304	W14X26	W12X14	3688	10198	49,6	26,8	300	600	1,12	48,22
3	114	0,201	2,50	141,3	1582	8344	W14X26	W12X14	3688	10198	49,6	26,8	300	600	1,10	47,75
2	114	0,203	2,50	141,3	64171	8395	W14X26	W12X170	68678	10198	49,6	322,6	300	600	1,10	47,78
1	86	0,153	2,00	113,0		6343	W14X22			8283	41,9		300	600	1,13	48,54

## DISEÑO HBE

**HBE**

Ry	Fy (T/cm <sup>2</sup> )	L HBE (cm)	L Vadj (cm)	E (T/cm <sup>2</sup> )	Lb Asumida (cm)	Pisos
1,1	3,515	600	900	2100	150	15

**Componentes de esfuerzo en el campo de tensión**

Piso	F11 (T/cm)	F12 (T/cm)	F22 (T/cm)	F21 (T/cm)
R	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
15	0,1828	0,1534	0,1287	0,1534
14	0,1952	0,1638	0,1374	0,1638
13	0,2460	0,2064	0,1732	0,2064
12	0,2724	0,2286	0,1918	0,2286
11	0,3153	0,2646	0,2220	0,2646
10	0,3477	0,2918	0,2448	0,2918
9	0,3565	0,2991	0,2510	0,2991
8	0,3870	0,3247	0,2725	0,3247
7	0,4130	0,3466	0,2908	0,3466
6	0,4212	0,3534	0,2966	0,3534
5	0,4404	0,3696	0,3101	0,3696
4	0,4546	0,3815	0,3201	0,3815
3	0,4568	0,3833	0,3216	0,3833
2	0,4596	0,3856	0,3236	0,3856
1	0,3472	0,2914	0,2445	0,2914

## Momento

Piso	HBE	Vadj	d (HBE) cm	Lcf (cm)	d(Vadj) cm	Lcf Vadj (cm)	(T Cm)	Mu debido a las placas (Tcm)			MU (T cm)
								5Pisos	10Pisos	15Pisos	
<b>R</b>	W12X252	W12X106	39,1	560,884	32,766	867,234	562			7187,36	7749,18
<b>15</b>	W12X35	W12X106	31,8	568,25	32,766	867,234	392			500,79	892,45
<b>14</b>	W12X96	W12X106	32,3	567,742	32,766	867,234	339			2048,13	2386,80
<b>13</b>	W12X96	W12X120	32,3	567,742	33,274	866,726	381			1062,89	1444,30
<b>12</b>	W12X96	W12X120	32,3	567,742	33,274	866,726	349			1729,42	2078,77
<b>11-R</b>	W12X96	W12X120	32,3	567,742	33,274	866,726	346		14010,09	1305,56	1651,51
<b>10</b>	W12X45	W12X136	30,7	569,266	34,036	865,964	403		356,20	356,20	759,12
<b>9</b>	W12X96	W12X136	32,3	567,742	34,036	865,964	420		1227,90	1227,90	1648,26
<b>8</b>	W12X96	W12X136	32,3	567,742	34,036	865,964	439		1049,95	1049,95	1489,05
<b>7</b>	W12X45	W12X136	30,7	569,266	34,036	865,964	511		330,18	330,18	840,93
<b>6-R</b>	W12X50	W12X136	31,0	569,012	34,036	865,964	587	17825,05	778,39	778,39	1365,56
<b>5</b>	W12X50	W12X136	31,0	569,012	34,036	865,964	663	573,64	573,64	573,64	1236,93
<b>4</b>	W12X50	W12X136	31,0	569,012	34,036	865,964	763	89,38	89,38	89,38	852,51
<b>3</b>	W12X50	W12X136	31,0	569,012	34,036	865,964	871	112,13	112,13	112,13	982,89
<b>2</b>	W12X170	W12X136	35,6	564,44	34,036	865,964	944	4474,08	4474,08	4474,08	5417,58

### Fuerza de compresión

Piso	P12 (T)	P22 (T)	PH (T)	Pu (T)
	0,00	0,0		0,00
R	86,02	36,1	6	128,11
15	5,92	75,6	1,95	83,48
14	24,22	88,2	1,05	113,45
13	12,57	103,6	1,7	117,88
12	20,45	117,5	0,92	138,83
11-R	15,44	132,5	0,86	148,82
10	4,20	141,1	1,52	146,85
9	14,52	148,6	0,83	163,95
8	12,41	159,9	0,88	173,20
7	3,89	167,2	0,76	171,84
6-R	9,18	172,6	1,04	182,82
5	6,77	179,3	1,16	187,22
4	1,05	182,6	0,94	184,57
3	1,32	183,6	1,55	186,44
2	-53,21	160,3	2,51	109,62

## Radio Ancho-Espesor

### Arriostramiento lateral

$$L_b \text{ max} = 0,086 \cdot r_y \cdot E / F_y$$

Piso	HBE AISC	$r_y$ (cm) AISC	$L_b$ max (cm)	
R	W12X252	8,5	435,9	Arriostar
15	W12X35	3,9	201,0	Arriostar
14	W12X96	7,8	403,3	Arriostar
13	W12X96	7,8	403,3	Arriostar
12	W12X96	7,8	403,3	Arriostar
11-R	W12X96	7,8	403,3	Arriostar
10	W12X45	5,0	254,5	Arriostar
9	W12X96	7,8	403,3	Arriostar
8	W12X96	7,8	403,3	Arriostar
7	W12X45	5,0	254,5	Arriostar
6-R	W12X50	5,0	255,8	Arriostar
5	W12X50	5,0	255,8	Arriostar
4	W12X50	5,0	255,8	Arriostar
3	W12X50	5,0	255,8	Arriostar
2	W12X170	8,2	420,2	Arriostar

## Esbeltez

Piso	HBE AISC	$\lambda_f$	b/tf		$r_y$ (cm)	$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	$KL/r$	$F_e$ (T/cm <sup>2</sup> )	$F_{cr}$ (T/cm <sup>2</sup> )	$\Phi P_n$ (T)	Ca	$\lambda_w$ (Ca>0,125)	h/tw		$\lambda_w$ (Ca<0,125)	
R	W12X252	7,33	2,89	OK	8,5	478,1	17,68	66,30	3,44	1.479,16	0,09	61,41	6,96	Ok	66,51	Ok
15	W12X35	7,33	6,31	OK	3,9	66,5	38,35	14,09	3,17	189,38	0,44	51,72	36,2	Ok	24,65	No cumple
14	W12X96	7,33	6,76	OK	7,8	181,9	19,11	56,74	3,43	560,82	0,20	58,25	17,7	Ok	52,84	Ok
13	W12X96	7,33	6,76	OK	7,8	181,9	19,11	56,74	3,43	560,82	0,21	58,03	17,7	Ok	51,91	Ok
12	W12X96	7,33	6,76	OK	7,8	181,9	19,11	56,74	3,43	560,82	0,25	57,01	17,7	Ok	47,49	Ok
11-R	W12X96	7,33	6,76	OK	7,8	181,9	19,11	56,74	3,43	560,82	0,27	56,52	17,7	Ok	45,39	Ok
10	W12X45	7,33	7	OK	5,0	84,5	30,28	22,60	3,29	250,51	0,59	47,74	29,6	Ok	7,46	No cumple
9	W12X96	7,33	6,76	OK	7,8	181,9	19,11	56,74	3,43	560,82	0,29	55,78	17,7	Ok	42,20	Ok
8	W12X96	7,33	6,76	OK	7,8	181,9	19,11	56,74	3,43	560,82	0,31	55,33	17,7	Ok	40,25	Ok
7	W12X45	7,33	7	OK	5,0	84,5	30,28	22,60	3,29	250,51	0,69	45,01	29,6	Ok	(4,33)	No cumple
6-R	W12X50	7,33	6,31	OK	5,0	94,2	30,13	22,83	3,30	279,38	0,65	45,87	26,8	Ok	(0,59)	No cumple
5	W12X50	7,33	6,31	OK	5,0	94,2	30,13	22,83	3,30	279,38	0,67	45,44	26,8	Ok	(2,45)	No cumple
4	W12X50	7,33	6,31	OK	5,0	94,2	30,13	22,83	3,30	279,38	0,66	45,70	26,8	Ok	(1,33)	No cumple
3	W12X50	7,33	6,31	OK	5,0	94,2	30,13	22,83	3,30	279,38	0,67	45,52	26,8	Ok	(2,13)	No cumple
2	W12X170	7,33	4,03	OK	8,2	322,6	18,34	61,62	3,43	996,41	0,11	60,77	10,1	Ok	63,75	Ok



## Revision de Momento

Lb<Lp														
Piso	HBE AISC	IHBE (cm4)	Viga Adj	ho (cm)	Sx (cm3)	Zx HBE(cm3)	Zx Adj (cm3)	rts	Lb (cm)	Lp (cm)	Lr (cm)	Mp (T-cm)	ΦMn (T-cm)	Mu/ΦMn
<b>R</b>	W12X252	113215	W12X106	33,5	5785	7014	<b>2687,48</b>	3,93	150,00	364,96	360,70	24653,03	22187,72	0,35 ok
<b>15</b>	W12X35	11863	W12X106	30,5	747	839	<b>2687,48</b>	1,79	150,00	168,27	164,29	2949,15	2654,23	0,34 ok
<b>14</b>	W12X96	34672	W12X106	30,0	2147	2409	<b>2687,48</b>	3,49	150,00	337,64	320,31	8467,28	7620,55	0,31 ok
<b>13</b>	W12X96	34672	W12X120	30,0	2147	2409	<b>3047,99</b>	3,49	150,00	337,64	320,31	8467,28	7620,55	0,19 ok
<b>12</b>	W12X96	34672	W12X120	30,0	2147	2409	<b>3047,99</b>	3,49	150,00	337,64	320,31	8467,28	7620,55	0,27 ok
<b>11-R</b>	W12X96	34672	W12X120	30,0	2147	2409	<b>3047,99</b>	3,49	150,00	337,64	320,31	8467,28	7620,55	0,22 ok
<b>10</b>	W12X45	14485	W12X136	29,2	946	1052	<b>3506,83</b>	2,23	150,00	213,07	204,67	3697,95	3328,16	0,23 ok
<b>9</b>	W12X96	34672	W12X136	30,0	2147	2409	<b>3506,83</b>	3,49	150,00	337,64	320,31	8467,28	7620,55	0,22 ok
<b>8</b>	W12X96	34672	W12X136	30,0	2147	2409	<b>3506,83</b>	3,49	150,00	337,64	320,31	8467,28	7620,55	0,20 ok
<b>7</b>	W12X45	14485	W12X136	30,0	946	1052	<b>3506,83</b>	2,23	150,00	213,07	204,67	3697,95	3328,16	0,25 ok
<b>6-R</b>	W12X50	16275	W12X136	29,5	1052	1178	<b>3506,83</b>	2,25	150,00	214,17	206,50	4141,48	3727,33	0,37 ok
<b>5</b>	W12X50	16275	W12X136	29,5	1052	1178	<b>3506,83</b>	2,25	150,00	214,17	206,50	4141,48	3727,33	0,33 ok
<b>4</b>	W12X50	16275	W12X136	29,5	1052	1178	<b>3506,83</b>	2,25	150,00	214,17	206,50	4141,48	3727,33	0,23 ok
<b>3</b>	W12X50	16275	W12X136	29,5	1052	1178	<b>3506,83</b>	2,25	150,00	214,17	206,50	4141,48	3727,33	0,26 ok
<b>2</b>	W12X170	68678	W12X136	31,5	3851	4506	<b>3506,83</b>	3,70	150,00	351,84	339,59	15840,15	14256,13	0,38 ok

### Flexo compresión

Piso	HBE AISC	$P_u/\Phi P_n$	$M_u/\Phi M_n$	Flex-Comp $P_u/\Phi P_n \geq .2$	Flex-Comp $P_u/\Phi P_n < .2$
R	W12X252	0,09	0,35	0,40	0,39
15	W12X35	0,44	0,34	0,74	0,56
14	W12X96	0,20	0,31	0,48	0,41
13	W12X96	0,21	0,19	0,38	0,29
12	W12X96	0,25	0,27	0,49	0,40
11-R	W12X96	0,27	0,22	0,46	0,35
10	W12X45	0,59	0,23	0,79	0,52
9	W12X96	0,29	0,22	0,48	0,36
8	W12X96	0,31	0,20	0,48	0,35
7	W12X45	0,69	0,25	0,91	0,60
6-R	W12X50	0,65	0,37	0,98	0,69
5	W12X50	0,67	0,33	0,97	0,67
4	W12X50	0,66	0,23	0,86	0,56
3	W12X50	0,67	0,26	0,90	0,60
2	W12X170	0,11	0,38	0,45	0,44

### Diseño Final HBE

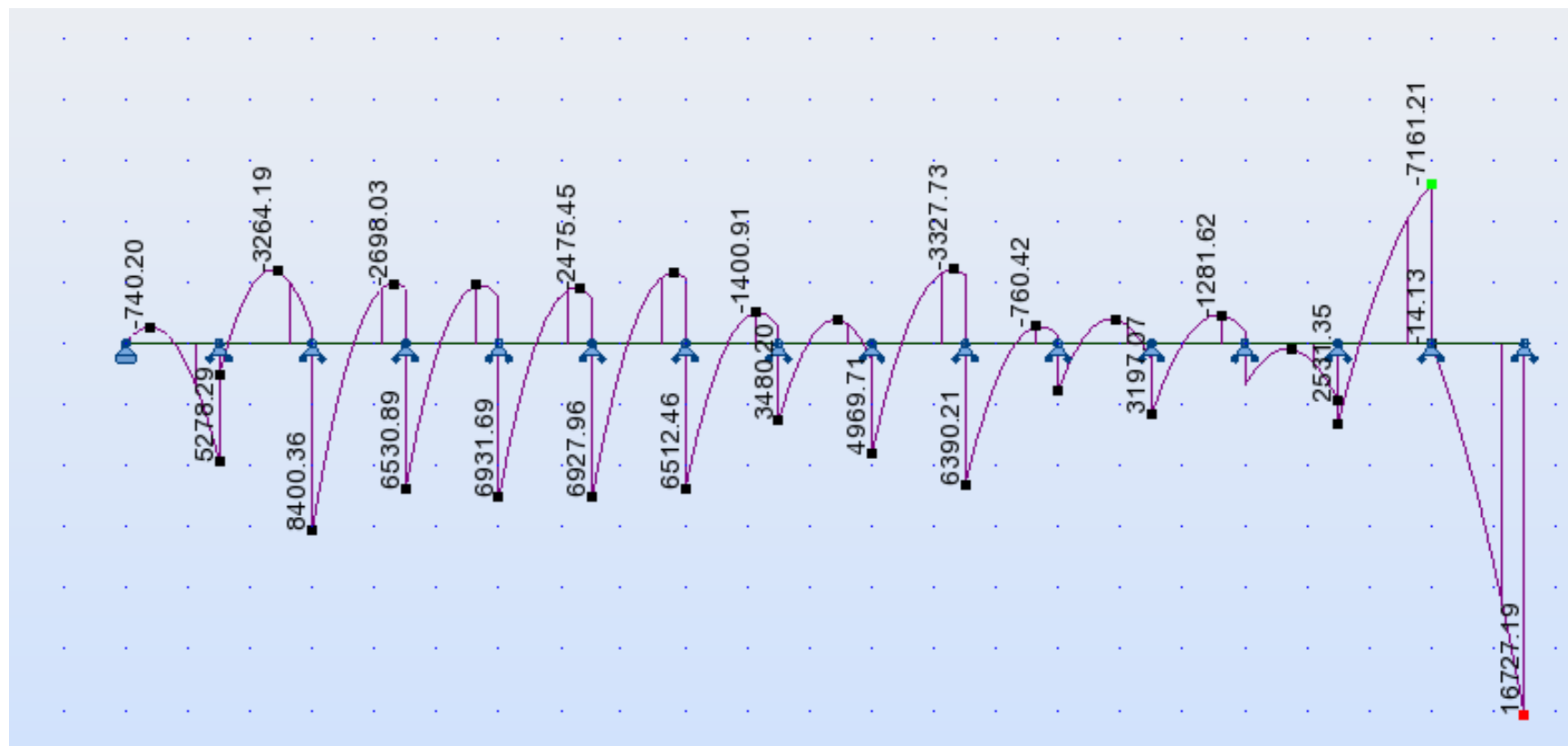
Piso	Pu (T)	Mu (T-cm)	HBE	$\Phi P_n$ (T)	$\Phi M_n$ (T-cm)	Flexo- Compresion
				-		
<b>R</b>	128,11	561,8	W12X252	1.479,16	22187,72	0,40
<b>15</b>	83,48	391,7	W12X35	189,38	2654,23	0,74
<b>14</b>	113,45	338,7	W12X96	560,82	7620,55	0,48
<b>13</b>	117,88	381,4	W12X96	560,82	7620,55	0,38
<b>12</b>	138,83	349,4	W12X96	560,82	7620,55	0,49
<b>11-R</b>	148,82	346,0	W12X96	560,82	7620,55	0,46
<b>10</b>	146,85	402,9	W12X45	250,51	3328,16	0,79
<b>9</b>	163,95	420,4	W12X96	560,82	7620,55	0,48
<b>8</b>	173,20	439,1	W12X96	560,82	7620,55	0,48
<b>7</b>	171,84	510,8	W12X45	250,51	3328,16	0,91
<b>6-R</b>	182,82	587,2	W12X50	279,38	3727,33	0,98
<b>5</b>	187,22	663,3	W12X50	279,38	3727,33	0,97
<b>4</b>	184,57	763,1	W12X50	279,38	3727,33	0,86
<b>3</b>	186,44	870,8	W12X50	279,38	3727,33	0,90
<b>2</b>	109,62	943,5	W12X170	996,41	14256,13	0,45

## DISEÑO VBE

Ry	Fy (T/cm <sup>2</sup> )	h (cm)	E (T/cm <sup>2</sup> )	Ω
1,100	3,515	300,000	2100,000	2,500

### Momento en VBE

Piso	Campo de tension, F22 (T/cm)	Mp HBE (T-cm)	MP Viga Adj (T-cm)	Mp (T-cm)	Mu (T-cm)
R	0,000	27118,33	10391,136	16727,194	16727,195
15	0,129	3244,06	10391,136	-7147,074	7161,210
14	0,137	9314,01	10391,136	-1077,130	3608,480
13	0,173	9314,01	11785,068	-2471,063	1856,550
12	0,192	9314,01	11785,068	-2471,063	3197,070
11	0,222	9314,01	11785,068	-2471,063	2083,350
10	0,245	4067,75	13559,165	-9491,415	6390,210
9	0,251	9314,01	13559,165	-4245,159	4969,710
8	0,272	9314,01	13559,165	-4245,159	3480,200
7	0,291	4067,75	13559,165	-9491,415	6512,460
6	0,297	4555,63	13559,165	-9003,539	6927,96
5	0,310	4555,63	13559,165	-9003,539	6931,690
4	0,320	4555,63	13559,165	-9003,539	6530,890
3	0,322	4555,63	13559,165	-9003,539	8400,360
2	0,324	17424,16	13559,165	3864,996	5278,290
1	0,244	0,00	0,000	0,000	0,000



### Compresion en VBE

Piso	Campo de tension, F21 (T/cm)	Campo de tension, F11 (T/cm)	Corte de la viga debio a la placa, V11 (T)	Corte debido a HBE, Vp (T)	Corte debido a Vadj Vp (T)	Em (T)	
R	0,000	0,000	51,257	96,699	23,964	170,002	355,990
15	0,153	0,183	3,525	11,418	23,964	210,113	336,560
14	0,164	0,195	14,430	32,811	23,964	249,310	407,549
13	0,206	0,246	7,489	32,811	27,194	281,851	446,951
12	0,229	0,272	12,185	32,811	27,194	317,098	502,258
11	0,265	0,315	9,198	32,811	27,194	350,874	547,451
10	0,292	0,348	2,503	14,291	31,316	346,723	513,361
9	0,299	0,357	8,651	32,811	31,316	366,754	546,397
8	0,325	0,387	7,397	32,811	31,316	389,878	575,188
7	0,347	0,413	2,320	14,291	31,316	383,785	540,478
6	0,353	0,421	5,472	16,012	31,316	380,846	520,741
5	0,370	0,440	4,033	16,012	31,316	377,985	496,132
4	0,381	0,455	0,628	16,012	31,316	367,434	460,000
3	0,383	0,457	0,788	16,012	31,316	354,172	424,410
2	0,386	0,460	-31,706	61,740	31,316	325,306	392,923
1	0,291	0,347	0,000	-	-		

## Revision de Ancho-Espesor y Momento de Inercia de VBE

Corte en HBE

Piso	VBE AISC	$\lambda_f$	b/tf		$r_y$ (cm)	$A_g$ (cm <sup>2</sup> )	$KL/r$	$F_e$ (T/cm <sup>2</sup> )	$F_{cr}$ (T/cm <sup>2</sup> )	$\Phi P_n$ (T)	$P_u$ (T)	Ca		$\lambda_w$	h/tw	
15	W14X233	9,29	4,6	OK	10,4	441,9	28,81	24,975	3,31	1.318,08	355,99	0,27	Ok	56,39	10,7	Ok
14	W14X132	9,29	7,2	OK	9,6	250,3	31,41	21,005	3,28	738,33	336,56	0,46	Ok	51,31	17,7	Ok
13	W14X109	9,29	8,5	OK	9,5	206,5	31,66	20,671	3,27	608,24	407,55	0,67	Ok	45,44	21,7	Ok
12	W14X109	9,29	8,5	OK	9,5	206,5	31,66	20,671	3,27	608,24	446,95	0,73	Ok	43,67	21,7	Ok
11	W14X132	9,29	7,2	OK	9,6	250,3	31,41	21,005	3,28	738,33	502,26	0,68	Ok	45,16	17,7	Ok
10	W14X120	9,29	7,8	OK	9,5	227,7	31,58	20,782	3,27	671,22	547,45	0,82	Ok	41,46	19,3	Ok
9	W14X159	9,29	6,5	OK	10,2	301,3	29,53	23,772	3,30	895,93	513,36	0,57	Ok	48,10	15,3	Ok
8	W14X145	9,29	7,1	OK	10,1	275,5	29,68	23,535	3,30	818,68	546,40	0,67	Ok	45,51	16,8	Ok
7	W14X145	9,29	7,1	OK	10,1	275,5	29,68	23,535	3,30	818,68	575,19	0,70	Ok	44,55	16,8	Ok
6	W14X159	9,29	6,5	OK	10,2	301,3	29,53	23,772	3,30	895,93	540,48	0,60	Ok	47,27	15,3	Ok
5	W14X159	9,29	6,5	OK	10,2	301,3	29,53	23,772	3,30	895,93	520,74	0,58	Ok	47,87	15,3	Ok
4	W14X159	9,29	6,5	OK	10,2	301,3	29,53	23,772	3,30	895,93	496,13	0,55	Ok	48,63	15,3	Ok
3	W14X159	9,29	6,5	OK	10,2	301,3	29,53	23,772	3,30	895,93	460,00	0,51	Ok	49,73	15,3	Ok
2	W14X159	9,29	6,5	OK	10,2	301,3	29,53	23,772	3,30	895,93	424,41	0,47	Ok	50,82	15,3	Ok
1	W14X132	9,29	7,2	OK	9,6	250,3	31,41	21,005	3,28	738,33	392,92	0,53	Ok	49,22	17,7	Ok

Flexo-Compresion					Pandeo Lateral Torsional											
Piso	VBE AISC	I (cm4)	ry (cm)	rts	Lp (cm)	Lr (cm)	Lb (cm)	Zx (cm3)	Sx (cm3)	Cb	Mp (T-cm)	ΦMn1 (T-cm)	ΦMn2 (T-cm)	ΦMn3 (T-cm)	ΦMn (T-cm)	Mu (T-cm)
15	W14X233	125285,659	10,4	4,690	448	430	300	7145	6145	1	25114	22602	-53242	31128	22602	16727
14	W14X132	63683,408	9,6	4,230	411	388	300	3835	3425	1	13479	12131	-10150	14113	12131	7161
13	W14X109	51612,697	9,5	4,170	408	383	300	3146	2835	1	11059	9953	-5959	11353	9953	3608
12	W14X109	51612,697	9,5	4,170	408	383	300	3146	2835	1	11059	9953	-5959	11353	9953	1857
11	W14X132	63683,408	9,6	4,230	411	388	300	3835	3425	1	13479	12131	-10150	14113	12131	3197
10	W14X120	57439,937	9,5	4,200	409	385	300	3474	3114	1	12211	10990	-8202	12648	10990	2083
9	W14X159	79083,971	10,2	4,510	437	414	300	4703	4162	1	16531	14878	-18648	19497	14878	6390
8	W14X145	71175,574	10,1	4,470	435	410	300	4261	3802	1	14976	13479	-14230	17494	13479	4970
7	W14X145	71175,574	10,1	4,470	435	410	300	4261	3802	1	14976	13479	-14230	17494	13479	3480
6	W14X159	79083,971	10,2	4,510	437	414	300	4703	4162	1	16531	14878	-18648	19497	14878	6512
5	W14X159	79083,971	10,2	4,510	437	414	300	4703	4162	1	16531	14878	-18648	19497	14878	6928
4	W14X159	79083,971	10,2	4,510	437	414	300	4703	4162	1	16531	14878	-18648	19497	14878	6932
3	W14X159	79083,971	10,2	4,510	437	414	300	4703	4162	1	16531	14878	-18648	19497	14878	6531
2	W14X159	79083,971	10,2	4,510	437	414	300	4703	4162	1	16531	14878	-18648	19497	14878	8400
1	W14X132	63683,408	9,6	4,230	411	388	300	3835	3425	1	13479	12131	-10150	14113	12131	5278



Piso	VBE AISC	$P_u/\Phi P_n$	$M_u/\Phi M_n$	Flex-Comp $P_u/\Phi P_n \geq .2$	Flex-Comp $P_u/\Phi P_n < .2$		
15	W14X233	0,270	0,740	0,93	0,875	0,93	Ok
14	W14X132	0,456	0,590	0,98	0,818	0,98	Ok
13	W14X109	0,670	0,363	0,99	0,70	0,99	Ok
12	W14X109	0,735	0,187	0,90	0,554	0,90	Ok
11	W14X132	0,680	0,264	0,91	0,604	0,91	Ok
10	W14X120	0,816	0,190	0,98	0,597	0,98	Ok
9	W14X159	0,573	0,430	0,95	0,716	0,95	Ok
8	W14X145	0,667	0,369	1,00	0,702	1,00	Ok
7	W14X145	0,703	0,258	0,93	0,609	0,93	Ok
6	W14X159	0,603	0,438	0,99	0,739	0,99	Ok
5	W14X159	0,581	0,466	1,00	0,756	1,00	Ok
4	W14X159	0,554	0,466	0,97	0,743	0,97	Ok
3	W14X159	0,513	0,439	0,90	0,696	0,90	Ok
2	W14X159	0,474	0,565	0,98	0,801	0,98	Ok
1	W14X132	0,532	0,435	0,92	0,701	0,92	Ok

## DEFLEXIONES

h (cm)	Cd	I
300	6,5	1

Piso	Deflexion Elastica	Deriva piso $\delta_{xe}$ (cm)	Deriva Inelastica	Deriva Limite $\Delta a$ (cm)	
15	9,1555	0,4991	3,24415	6	Ok
14	8,6564	0,5937	3,85905	6	Ok
13	8,0627	0,6434	4,1821	6	Ok
12	7,4193	0,6824	4,4356	6	Ok
11	6,7369	0,7135	4,63775	6	Ok
10	6,0234	0,7127	4,63255	6	Ok
9	5,3107	0,7012	4,5578	6	Ok
8	4,6095	0,7071	4,59615	6	Ok
7	3,9024	0,7007	4,55455	6	Ok
6	3,2017	0,6734	4,3771	6	Ok
5	2,5283	0,6452	4,1938	6	Ok
4	1,8831	0,6032	3,9208	6	Ok
3	1,2799	0,5422	3,5243	6	Ok
2	0,7377	0,4716	3,0654	6	Ok
1	0,2661	0,2661	1,72965	6	Ok

## RESULTADOS

Piso	HBE	VBE	Lcf	L	h	AHBE	AVBE	IVBE	tw pre (cm)	tan α	α	tw final (cm)	tw Real (mm)	Imin VBE (cm4)	Imin HBE cm4)	Imin VBE	Imin HBE
R	W12X252		560,884	600	300	478,06356	0	0							102812,75		Ok
15	W12X35	W14X233	568,25	600	300	66,45148	441,9346	125285,6591	0,0862	1,00	44,89	0,079	1	3287,866	7164,69	Ok	Ok
14	W12X96	W14X132	567,742	600	300	181,93512	250,32208	63683,40812	0,0908	0,94	43,33	0,085	1	3516,987	28417,87	Ok	Ok
13	W12X96	W14X109	567,742	600	300	181,93512	206,4512	51612,69677	0,1146	0,99	44,65	0,107	1,5	4425,767	14840,06	Ok	Ok
12	W12X96	W14X109	567,742	600	300	181,93512	206,4512	51612,69677	0,1269	0,99	44,65	0,118	1,5	4900,340	24163,71	Ok	Ok
11	W12X96	W14X132	567,742	600	300	181,93512	250,32208	63683,40812	0,1469	0,98	44,47	0,137	1,5	5673,075	18218,61	Ok	Ok
10	W12X45	W14X120	569,266	600	300	84,51596	227,74148	57439,93673	0,1620	0,99	44,57	0,151	2	6255,691	5374,23	Ok	Ok
9	W12X96	W14X159	567,742	600	300	181,93512	301,28972	79083,97086	0,1656	0,94	43,08	0,155	2	6427,554	16747,23	Ok	Ok
8	W12X96	W14X145	567,742	600	300	181,93512	275,48332	71175,57378	0,1802	0,98	44,36	0,168	2	6963,117	14662,26	Ok	Ok
7	W12X45	W14X145	569,266	600	300	84,51596	275,48332	71175,57378	0,1924	0,98	44,36	0,179	2	7432,003	5115,62	Ok	Ok
6	W12X50	W14X159	569,012	600	300	94,19336	301,28972	79083,97086	0,1957	0,93	42,98	0,183	2	7595,597	10730,25	Ok	Ok
5	W12X50	W14X159	569,012	600	300	94,19336	301,28972	79083,97086	0,2047	0,94	43,18	0,192	2	7938,741	7995,38	Ok	Ok
4	W12X50	W14X159	569,012	600	300	94,19336	301,28972	79083,97086	0,2113	0,94	43,17	0,198	2	8194,427	1245,68	Ok	Ok
3	W12X50	W14X159	569,012	600	300	94,19336	301,28972	79083,97086	0,2123	0,94	43,17	0,199	2	8234,263	1562,74	Ok	Ok
2	W12X170	W14X159	564,44	600	300	322,58	301,28972	79083,97086	0,2136	0,94	43,17	0,200	2	8284,238	63726,34	Ok	Ok
1		W14X132	0	600	300	0	250,32208	63683,40812	0,1627	1,00	44,98	0,151	2	6246,322		Ok	

## CONEXIONES

### Conexión Placa-Elementos de Borde

FEXX (T/cm2)	Ry	Fy (T/cm2)	$\Phi$	E (T/cm2)
5	1,1	3,515	0,9	2100,000

Piso	tw c(m)	$\alpha$	Tamano soldadura HBE (cm)		Tamano Soldadura VBE (cm)	
			Total	Uno a cada lado	Total	Uno a cada lado
15	0	0,00	0,000		0,000	
14	0,1	44,89	0,111	0,1	0,110	0,1
13	0,1	43,33	0,112	0,1	0,108	0,1
12	0,15	44,65	0,166	0,1	0,165	0,1
11-R	0,15	44,65	0,166	0,1	0,165	0,1
10	0,15	44,47	0,167	0,1	0,165	0,1
9	0,2	44,57	0,222	0,15	0,220	0,15
8	0,2	43,08	0,225	0,15	0,216	0,15
7	0,2	44,36	0,222	0,15	0,219	0,15
6-R	0,2	44,36	0,222	0,15	0,219	0,15
5	0,2	42,98	0,226	0,15	0,215	0,15
4	0,2	43,18	0,225	0,15	0,216	0,15
3	0,2	43,17	0,225	0,15	0,216	0,15
2	0,2	43,17	0,225	0,15	0,216	0,15
1	0,2	43,17	0,225	0,15	0,216	0,15
pb	0,2	44,98	0,221	0,15	0,221	0,15

## Referencias Bibliográficas

1. Crisafulli Francisco Javier, "Diseño sismorresistente de construcciones de acero", Revista Acero Latinoamericano  
<http://www.construccionenacero.com/Documents/Dise%C3%B1o%20sismorresistente%20de%20construcciones%20de%20acero.pdf>
2. Bruneau, M., Whittaker, A. S. y Uang, C. M. (1998), Ductile Design of Steel Structures, McGraw-Hill, New York, NY.
3. Beltrán, J. F. y Herrera, R. (2008), "Innovaciones en el Diseño Sísmico de Estructuras de Acero", Revista Acero Latinoamericano.  
<http://www.construccionenacero.com/Paginas/ArticulosyPublicaciones-Revista.aspx>
4. Engelhardt, M. (2007), "Concentrically Braced Frames", Teaching Principles of Seismic-Resistant Design of Building Structures, AISC.
6. AISC (2006), "Design Guide 20: Steel Plate Shear Walls", AISC 820-06, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
7. Astaneh-Asl, A. (2001), "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls", Steel Tip 37, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA.
8. ACI (2010), "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural", ACI318S-10, *American Concrete Institute*, Michigan.
9. AISC (2010a), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.

10. AISC (2010b), "Commentary on the Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
11. AISC (2010c), "Specification for Structural Steel Buildings", ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
12. AISC (2010c), "Specification for Structural Steel Buildings", ANSI/AISC 358-10, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
13. AISC (2010d), "Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL.
14. IBC (2006), "Structural seismic design manual, Building design examples for steel and concrete, Design example 4. Sacramento, Ca.
15. Comportamiento de edificios con muros de corte de placas de acero, Joaquin Osvaldo Acosta Revecó, Santiago de Chile (2010)
16. Analisis Comportamiento entre muros de corte de placas de acero no rigidizadas y muros de corte de hormigón armado para estructuras de edificios sismo resistentes, Pedro Ospina Larrea, Quito, Ecuador (2011).